

DOTTORATO DI RICERCA IN INGEGNERIA GEOTECNICA

CONSORZIO TRA

UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI ROMA “*LA SAPIENZA*”
UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI NAPOLI “*FEDERICO II*”
“*SECONDA UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI NAPOLI*”

- XVI CICLO -

MECCANISMI D’INNESCO DI COLATE DI FANGO IN TERRENI PIROCLASTICI



Emilia DAMIANO

TESI PER IL CONSEGUIMENTO DEL TITOLO

RELATORE:
prof. Luciano PICARELLI

Aversa, Dicembre 2003

RINGRAZIAMENTI

Nel corso di questi tre anni di attività ho incontrato ed avuto modo di apprezzare le persone che con me hanno condiviso questa esperienza: il mio grazie è insufficiente ad esprimere loro tutta la mia gratitudine. Senza ciascuno di loro l'esperienza effettuata non sarebbe stata così ricca ed intensa soprattutto dal punto di vista umano. La semplicità e la pazienza di Italo, la sobrietà di Luca, la complicità di Lucio, l'ironia di Luigi, la simpatia ed il candore di Salvatore, hanno fatto sì che diventassimo un gruppo di amici che lavora in sintonia e, soprattutto, hanno contribuito a creare un ambiente sereno in cui lavorare divertendosi.

Desidero ringraziare Lucio per il costante incoraggiamento e per l'impegno, fornito in prima persona, grazie ai quali è stato possibile realizzare l'apparecchiatura sperimentale, ma anche per gli stimolanti spunti offerti nel corso dell'attività di ricerca.

È doveroso ringraziare Alessandro Mandolini che mi ha invogliato, per primo, ad intraprendere quest'avventura ed il prof. Picarelli, mio tutore, che, attraverso la supervisione al lavoro, le critiche sempre costruttive, l'incoraggiamento a fare sempre "meglio" e le sue "chiacchierate", mi ha indicato le basi su cui deve poggiare un lavoro di ricerca che possa contribuire, seppure in minima parte, allo sviluppo della società.

Buona parte dell'attività di ricerca è stato svolto, per mia immensa fortuna, in un luogo incantevole, sospeso al di sopra della piana Caudina; luogo suggestivo e talora impenetrabile. E allora come non essere grata ai miei compagni di viaggio, Biagio e Luigi, per aver condiviso con me, non solo le emozioni suscitate da questo luogo, ma anche la fatica, a dire il vero più loro che mia, richiesta per l'installazione dei tensiometri, effettuata in condizioni talora estreme. Desidero anche ringraziare la ditta BOVIAR per aver fornito il pluviometro e la Marchesa Pirisi del Balzo per aver consentito l'accesso, la strumentazione del sito ed il prelievo di campioni di terreno.

Un ringraziamento speciale va a Luigi per la collaborazione partecipe sia nella sperimentazione di laboratorio che nell'attività in sito, ma soprattutto per l'amicizia dimostrata ed il sostegno morale fornitomi nei periodi più difficili di questa avventura.

La mia famiglia mi ha incoraggiato, sostenuto e pazientemente sopportato e, con l'esempio, mi ha insegnato ad affrontare la vita giorno dopo giorno, passo dopo passo. A loro è dedicato questo lavoro, oltre a tutto il mio affetto; a loro, che mi hanno donato le ali, e a Rino, che mi ha insegnato ad usarle.

INDICE

INTRODUZIONE.....	1
1. I FENOMENI DI COLATA	2
1.1 - I MOVIMENTI DI VERSANTE	2
1.2 - CLASSIFICAZIONE DELLE COLATE.....	7
1.3 - COLATE IN TERRENI GRANULARI	16
2. ASPETTI MECCANICI DELLE COLATE IN TERRENI GRANULARI	25
2.1 - L'INSTABILITÀ NON DRENATA E LA LIQUEFAZIONE STATICA.....	31
2.3 - POSSIBILI MECCANISMI DI COLATA.....	40
2.4 - ESPERIENZE SU MODELLI FISICI IN SCALA RIDOTTA	46
3. MONITORAGGIO DI UN'AREA CAMPIONE	80
3.1 - INQUADRAMENTO GEOLOGICO E AMBIENTALE DELL'AREA.....	80
3.2 - L'EVENTO DI FRANA DEL 1999	85
3.3 - CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL VERSANTE.....	91
3.4 - IL MONITORAGGIO DEL VERSANTE: PROGETTO, RISULTATI, ANALISI.....	105
3.4.1 - Misure di suzione.....	106
3.4.2 - La strumentazione del sito.....	127
3.4.3 - Risultati del monitoraggio	134
3.4.4 - Analisi del processo di infiltrazione	145
4. MODELLAZIONE FISICA DELL'INNESCO DI COLATE DI FANGO	164
4.1 - PROGETTAZIONE DEL MODELLO.....	165
4.1.1 - Il modello di pendio.....	165
4.1.2 - Applicazione del sistema PIV.....	180
4.2 - CALIBRAZIONE DEL MODELLO	188
4.3 - SPERIMENTAZIONE	197
4.3.1 - Prove di tipo A	199

4.3.2 - Prove tipo B.....	202
4.3.3 - Prove tipo C.....	214
4.4 - SINTESI DEI RISULTATI	250
CONCLUSIONI	257
BIBLIOGRAFIA	260

INTRODUZIONE

Come sottolineato da Morgenstern (1985), *"la necessità di comprendere la meccanica dei movimenti rapidi di terra è più di un mero interesse accademico, dal momento che essi restano tra i più catastrofici eventi di frana"*.

I fenomeni di colata rapida in materiali granulari sciolti sono dotati di una carica particolarmente distruttiva e, per questo, richiedono studi accurati. In particolare negli ultimi anni numerose colate di fango hanno causato in Campania la morte di centinaia di persone ed ingenti danni.

L'innescò di tali colate è avvenuto in concomitanza di eventi meteorici intensi e prolungati ed ha comportato la mobilitazione di ingenti volumi di materiali che hanno percorso anche distanze anche di chilometri, con velocità dell'ordine delle decine di metri al secondo.

Affinché si verifichino movimenti di questo tipo occorre la combinazione di più fattori, il cui ruolo peraltro non è stato ancora ben chiarito; di certo, la natura e le caratteristiche dei materiali coinvolti hanno un ruolo predominante. In particolare, alcuni Autori concordano nel ritenere che tali eventi siano connessi all'insorgere di fenomeni di liquefazione statica, e ciò implica che il processo meccanico che ne controlla l'evoluzione comprenda prima la saturazione del terreno e poi l'insorgere di sovrappressioni neutre positive.

La presente Tesi di Dottorato affronta questo particolare problema, che è stato studiato mediante indagini in un'area interessata da una catastrofica colata di fango, ed una specifica sperimentazione su modello fisico strumentato.

CAPITOLO I

I FENOMENI DI COLATA

1.1 - I MOVIMENTI DI VERSANTE

A causa dell'estrema variabilità delle situazioni geomorfologiche ed ambientali presenti sul nostro pianeta le tipologie di movimenti di versante sono le più svariate possibili: si passa dal ribaltamento di blocchi di roccia a valanghe di materiale granulare secco a scorrimenti lenti di materiale argilloso. Una tale varietà di fenomeni ha inevitabilmente dato origine a numerose classificazioni ciascuna delle quali tende a raggruppare gli eventi in base ad alcune caratteristiche fondamentali: morfologia dell'area di frana, tipo di materiale coinvolto, tipo di movimento, stato di attività, velocità dei movimenti, ecc.

Sostanzialmente tutti i criteri sono basati, innanzitutto, su di una distinzione in base all'evoluzione post-rottura del fenomeno, prescindendo dalla meccanica della rottura stessa (Picarelli, 2000a) e, secondariamente, in base al tipo di materiale coinvolto. In tale ottica va vista la distinzione tra colate e scorrimenti che, pur essendo caratterizzati da un tipo di rottura simile, hanno un'evoluzione completamente differente.

Diversi Autori hanno proposto specifiche classificazioni contribuendo talvolta a creare confusione. Le classifiche di Varnes (1954, 1978), di Skempton e Hutchinson (1969) e di Cruden e Varnes (1996) sono tra le più note. Tuttavia, qualunque sia il criterio di classificazione si riescono ad individuare cinque tipologie principali: crolli, ribaltamenti, scorrimenti, colate, espansioni.

1. I *crolli* consistono nel distacco e nella successiva caduta di uno o più blocchi di materiale su pendii estremamente ripidi (fig. 1.1). La separazione del blocco dall'affioramento è dovuta ad una rottura per trazione o per taglio lungo una discontinuità; il successivo moto avviene per lo più in aria.

I crolli avvengono tipicamente in rocce o in argille molto consistenti giuntate o fessurate. In base alla classifica di Cruden e Varnes (1996) riportata nel seguito, la velocità del movimento successivo la perdita di contatto con la formazione in sede, è classificabile da molto rapida ad estremamente rapida.

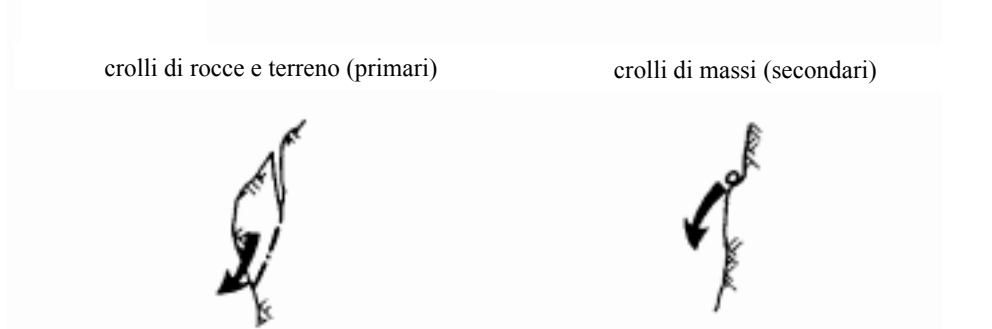


Figura 1.1 - Crolli (da Hutchinson, 1988).

2. I *ribaltamenti* si distinguono dai crolli in quanto il distacco di blocchi avviene attraverso un meccanismo di rotazione intorno alla base sotto l'azione della forza di gravità in combinazione con le spinte, a forte componente orizzontale, esercitate da blocchi adiacenti, dall'acqua infiltrata in discontinuità preesistenti o da azioni sismiche (fig. 1.2). I ribaltamenti sono tipici delle rocce e delle argille giuntate, poiché richiedono la presenza di discontinuità verticali o sub-verticali.

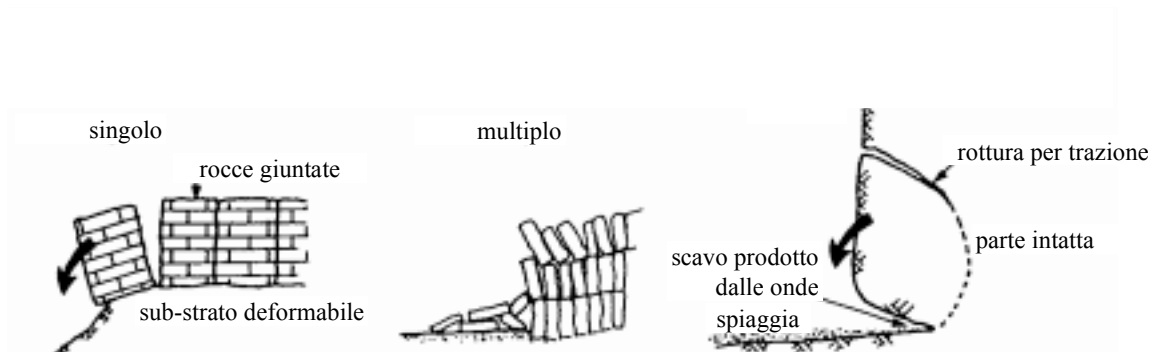


Figura 1.2 - Ribaltamenti (da Hutchinson, 1988).

3. Gli *scorrimenti* sono causati da una rottura per taglio seguita da spostamenti del corpo di frana lungo la zona o superficie di taglio. Negli ammassi rocciosi il movimento avviene prevalentemente come scorrimento rigido lungo disconti-

nuità preesistenti, lo stesso fenomeno avviene nel caso di frane riattivate in argilla.

La rottura del versante generalmente si propaga a partire da punti in cui si sono raggiunte prima condizioni di rottura locale. In questo caso, la rottura generale è preceduta da piccole deformazioni interne localizzate in una sottile fascia di terreno (zona di taglio) all'interno della quale si forma e si propaga la superficie di taglio (Picarelli et al., 1997, Picarelli 2000b). Questi fenomeni possono mantenersi attivi per molto tempo, anche se in modo intermittente o con continue variazioni di velocità. In alcuni casi, possono evolvere in colate.

Varnes (1978) individua due tipologie principali di scorrimento in base alla forma della superficie di rottura: scorrimenti rotazionali e scorrimenti traslativi (fig. 1.3). Nei primi la superficie di rottura è concava verso l'alto e può avere la forma di un segmento sferico. Nei secondi il volume in frana scivola lungo una superficie pressoché piana come può esserlo ad esempio un piano di stratificazione o la superficie di contatto tra una coltre di terreno alterato e la formazione sottostante. Mentre nel primo caso, in seguito a piccoli spostamenti, il movimento tende ad arrestarsi a causa della modifica allo stato di sollecitazione agente sul corpo di frana, nel secondo i movimenti possono svilupparsi indefinitamente per tempi anche molto lunghi.



Figura 1.3 – Scorrimenti traslativi e rotazionali (da Hutchinson, 1988).

Nel caso degli spostamenti rotazionali viene proposta un'ulteriore suddivisione in (fig. 1.4):

- movimenti singoli, caratterizzati da un'unica superficie di scorrimento con l'intera massa coinvolta che scorre lungo di essa come un blocco rigido (fig. 1.4a);

- movimenti multipli, in cui, a partire da una singola frana si può innescare un processo retrogressivo che porta alla formazione di più blocchi che scorrono lungo una superficie comune (fig. 1.4b);
- movimenti successivi, consistenti in una successione di modesti scorrimenti rotazionali superficiali indipendenti (fig. 1.4c).

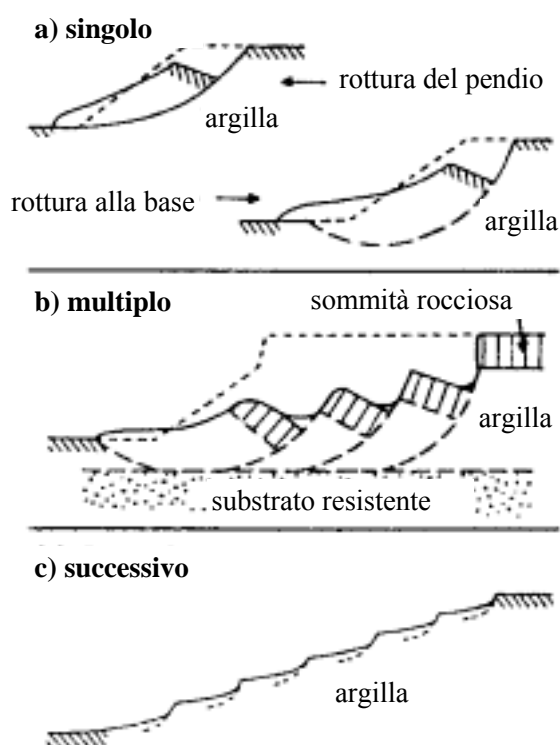


Figura 1.4 - Principali tipi di scorrimenti rotazionali (da Varnes, 1978).

4. Movimenti di versante che esibiscono durante il loro moto un comportamento simile a quello dei fluidi viscosi a causa di deformazioni interne alla massa in movimento che risultano predominanti rispetto ad eventuali scorrimenti lungo superfici di taglio, vengono indicati con il termine di *colate* (fig. 1.5). In tali fenomeni le distanze percorse dal corpo di frana sono molto maggiori che per qualsiasi altro tipo di movimento di versante. Su di esse ci si soffermerà nel paragrafo successivo.

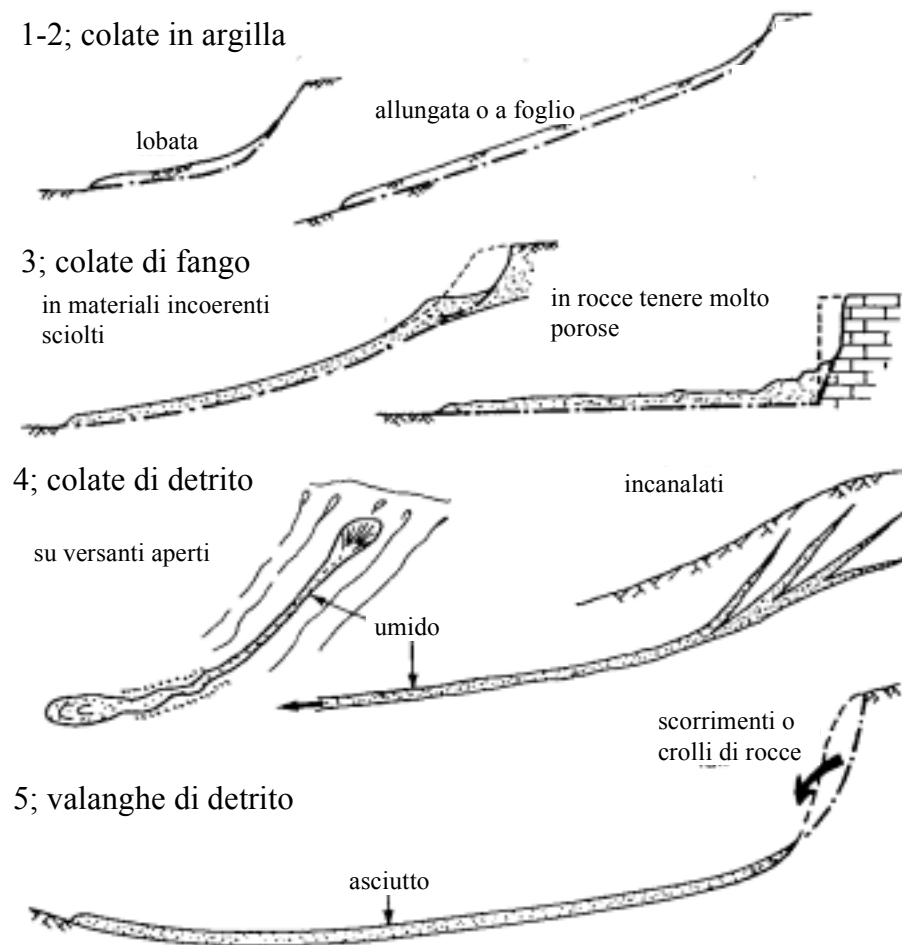


Figura 1.5 - Principali tipi di colate (da Hutchinson, 1988).

5. Le *espansioni laterali* sono il risultato di complessi processi geologici che di solito coinvolgono blocchi di materiale molto rigido sovrastanti uno strato di materiale più deformabile. A causa di deformazioni dello strato di base, che possono essere causate da differenti processi meccanici (ad esempio liquefazione di sabbie sature in seguito ad un sisma, deformazione di strati o depositi in argilla, etc.), la placca di materiale rigido sovrastante si frattura e si separa in più blocchi che tendono ad allontanarsi in direzione normale al contorno del rilievo con velocità variabili, controllate dal tipo di processo meccanico che è responsabile di tali movimenti (fig. 1.6).

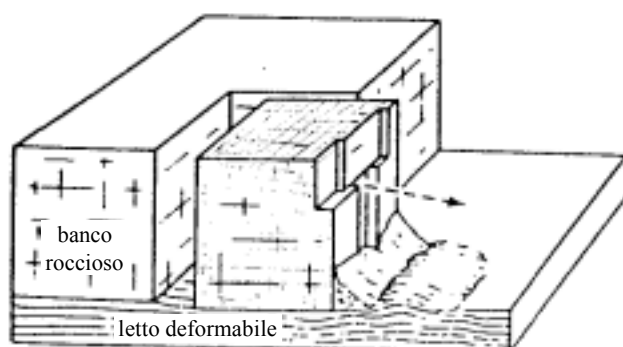


Figura 1.6 - Espansione laterale (da Varnes, 1978).

Varnes (1978) individua un'ulteriore tipologia nelle frane complesse che includono fenomeni nei quali si riconoscono combinazioni di due o più tipi elementari di movimenti di versante. In tale categoria inserisce i crolli in roccia o scorrimenti in argilla che evolvono in colate. Hutchinson (1988) definisce come complessi i movimenti di versante illustrati in figura 1.7.

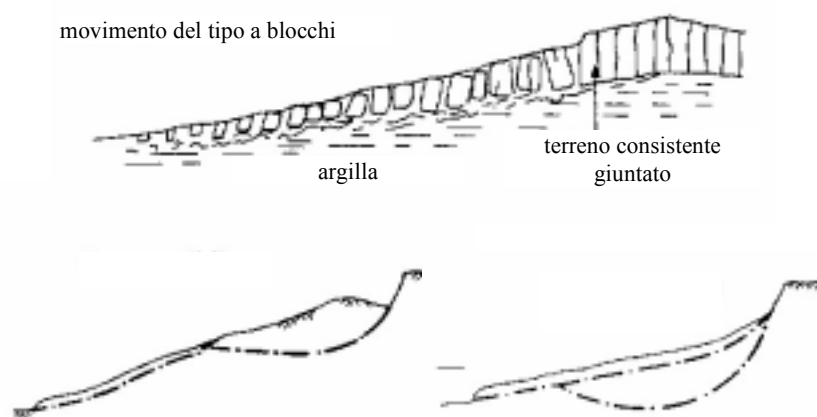


Figura 1.7 – Alcuni esempi di frane complesse (da Hutchinson, 1988).

1.2 - CLASSIFICAZIONE DELLE COLATE

Con il termine colata si suole indicare movimenti di versante caratterizzati da deformazioni interne tali che il terreno assume le caratteristiche di un fluido viscoso. Qualsiasi sia il meccanismo di rottura, qualunque fenomeno franoso può evol-

vere in colata (ad esempio, i crolli possono evolvere in colate di detrito o gli scorrimenti in argilla in colate d'argilla).

Nei fenomeni di colata i due principali componenti del miscuglio, acqua e particelle solide, possono essere presenti in proporzioni così differenti che, a seconda della concentrazione dei granuli in acqua, i movimenti possono essere considerati come movimenti di solidi (alte concentrazioni) ovvero come moto di liquidi (basse concentrazioni). Si comprende pertanto come le colate costituiscano un insieme molto vario di fenomeni il cui comportamento ricade tra i domini di appartenenza dei movimenti di versante e dei fenomeni alluvionali. Tracciare una linea di separazione tra i due gruppi è molto difficile dal momento che l'uno sfocia con gradualità nell'altro al crescere del contenuto d'acqua (fig. 1.8).

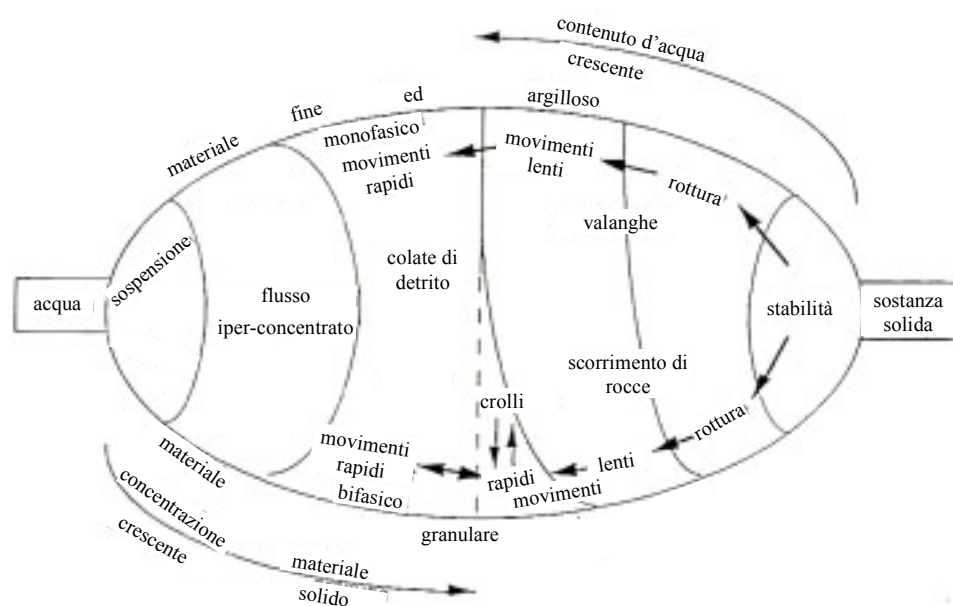


Figura 1.8 - Classificazione dei flussi di materiale e dei movimenti di massa (da Meunier, 1993).

A tal proposito Hutchinson (1988), riportando in figura 1.9 alcuni valori caratteristici del peso dell'unità di volume saturo di colate ed alluvioni verificatesi in vari continenti, mostra come esista una transizione continua tra trasporto di sedimenti e colate. Così come evidenziato da Bagnold (1954) e da Beverage e Culbertson (1964), il passaggio dall'un tipo di fenomeno all'altro avverrebbe in corrispondenza

di una concentrazione in peso di solido pari a circa l'80%, limite che, secondo gli studi degli Autori, segnerebbe il passaggio da un comportamento di tipo attritivo della miscela granulare ad uno di tipo viscoso.

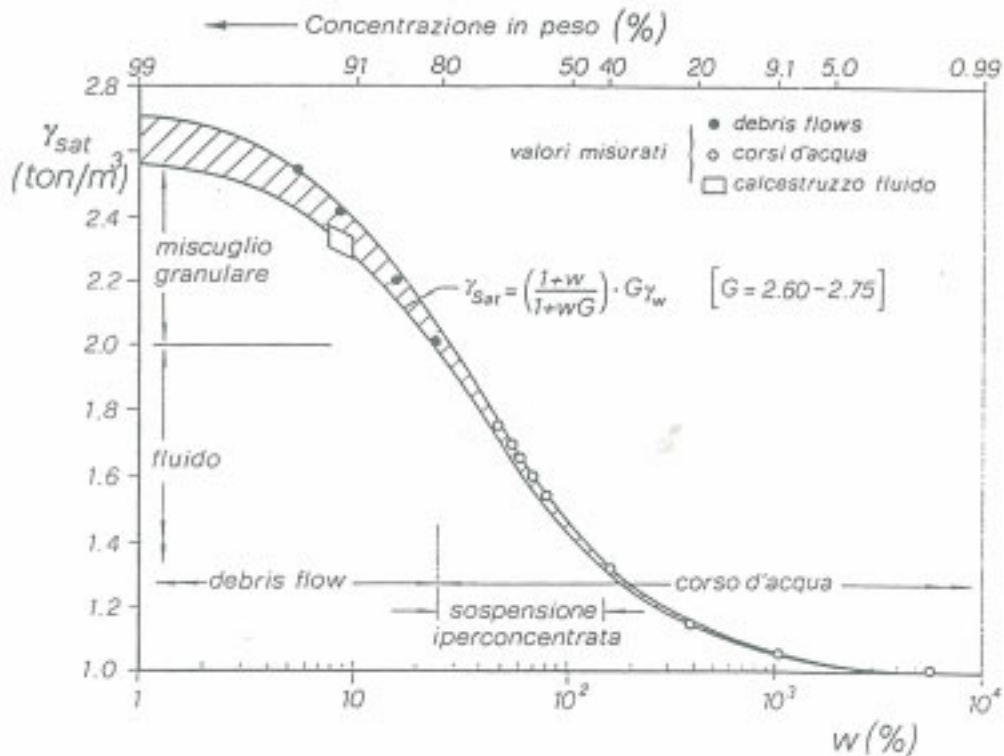


Figura 1.9 – Passaggio dai fenomeni di colate a quelli di trasporto solido (da Hutchinson, 1988).

Tale variabilità giustifica l'affermazione di Skempton e Hutchinson (1969) secondo la quale *“le colate sono il gruppo di movimenti franosi meno compresi e per i quali la terminologia utilizzata è alquanto confusa”*.

L'ampiezza della terminologia esistente in letteratura è dovuta all'intenzione dei numerosi Autori di attribuire termini differenziati in relazione sia alla natura dei materiali coinvolti sia ai meccanismi che presiedono alla generazione di un evento di colata. Ne è scaturita una confusione non indifferente. Hutchinson (1988) propone la seguente distinzione (fig. 1.5):

- *mudslides*: movimenti lenti di detrito in matrice argillosa fortemente ammorbidita, in cui è prevalente lo scorrimento su una superficie di taglio. Spesso la fra-

na si muove senza subire grosse distorsioni che sono concentrate nelle zone periferiche (i bordi e la base);

- *periglacial mudslides*: consistono nella mobilitazione di strati superficiali di materiali argillosi in zone climatiche caratterizzate da ripetuti cicli di gelo e disgelo. Il congelamento dell'acqua di porosità conferisce al terreno una struttura più sciolta dell'originaria. Lo scongelamento induce il collasso del terreno che, in combinazione con venute d'acqua, fornite principalmente dallo scioglimento dei ghiacci, può arrivare a mobilitare la copertura;
- *flowslides*: movimenti rapidi in materiali granulari nei quali si verifica un temporaneo trasferimento di parte degli sforzi normali al fluido interstiziale, con una conseguente riduzione della resistenza a taglio. Questo fenomeno, che può implicare anche la completa liquefazione del materiale, è spesso conseguenza di una rottura iniziale per taglio. Tipicamente i materiali coinvolti sono caratterizzati da una struttura particellare molto sciolta. L'Autore inserisce altre due categorie di terreni coinvolti in tali fenomeni: i limi di elevata porosità e modesto grado di cementazione e le rocce tenere molto porose;
- *debrisflows*: movimenti da molto rapidi ad estremamente rapidi di materiale detritico dovuto a fenomeni di instabilità di versanti montani causati da forti apporti d'acqua dovuti ad intense precipitazioni o allo scioglimento di ghiacci. La copertura detritica può incanalarsi negli alvei (*channelized debrisflow*) dando luogo ad un flusso di detrito misto ad acqua che, nei fenomeni di più grandi dimensioni, si manifesta ad ondate ed ha la capacità di trasportare blocchi di grosse dimensioni in sospensione. In alcuni casi la frana si origina e si muove su versante aperto (*hillslope debrisflow*). L'Autore inserisce nella categoria dei *debrisflows* anche fenomeni di colata coinvolgenti materiali organici (*peat debrisflows*) e fenomeni di instabilità associati a eruzioni vulcaniche (*lahars*).;
- *sturzstorms*: movimenti estremamente rapidi derivanti dall'evoluzione di frane in roccia di notevoli dimensioni, che originano una corrente di detriti asciutti che può raggiungere velocità dell'ordine dei 30-50m/s. Diverse teorie sono state formulate per giustificare l'elevata mobilità di tali correnti granulari: tra di esse la teoria della fluidificazione acustica, che imputa alla generazione di onde di compressione e di estensione all'interno della massa in moto la riduzione della

componente della tensione normale al contatto tra i grani. Tale meccanismo potrebbe verificarsi anche in assenza di fluido interstiziale e spiegare dunque i fenomeni di *sturzstorms* osservati sulla Luna (Howard, 1973).

Anche Hungr et al. (2001), in una recente pubblicazione, hanno tentato di fare chiarezza tra i vari fenomeni riconducibili alla categoria delle colate. Come gli Autori precisano, il lavoro ha il fine di classificare tali eventi in un numero di classi che preservano concetti e terminologie entrate a far parte del linguaggio scientifico comune e che al tempo stesso portano insiti nel nome i più importanti attributi di ciascun tipo di fenomeno. Occorrerà comunque molto tempo e lo sforzo e l'accordo degli operatori del settore prima che un linguaggio comune diventi patrimonio di tutti.

Tabella 1.1 – Classificazione delle colate proposta da Hungr et al. (2001).

Tipo	Nome	Caratteristiche	Materiale
Flowslides	Sand flowslides : movimenti di terreni granulari sciolti saturi su pendii dolci a causa di un fenomeno di liquefazione nell'area sorgente	estremamente rapide	Limo, sabbia, roccia fratturata
	Clay flowslides : liquefazione di argille sensitive	da rapide ad estremamente rapide	Argilla sensitiva
Flows	Sand flows : movimenti di terreni granulari sciolti asciutti o umidi	volumi mobilitati ridotti	Limo, sabbia, ghiaia, detrito
	Peat flows : movimenti di materiale saturo in presenza di elevate pressioni neutre	da lenti a molto rapidi	Torba
	Earth flows : movimenti intermittenti di materiale argilloso di elevata plasticità	da lenti a rapidi, presenza di zone a scorrimento rigido	Argilla, terra
	Debris flows : movimenti di materiale detritico saturo in matrice fine non plastica incanalati in un impluvio	estremamente rapidi, aumento del contenuto d'acqua durante il moto	Detrito
	Mud flows : movimenti di materiale detritico saturo in matrice fine plastica incanalata in un impluvio preesistente	da molto rapide a estremamente rapide, aumento del contenuto d'acqua durante il moto	Fango
Avalanches	Debris avalanches : movimenti di depositi superficiali di terreni granulari saturi o parzialmente saturi lungo pendii acclivi	estremamente rapidi	Detrito
	Rock avalanches : movimenti tipo colata di detriti di roccia derivante da grandi frane o cadute di roccia	estremamente rapidi	Detrito di roccia
Flood	Debris flood : fenomeni di trasporto di massa	estremamente rapidi	Detrito

In base a tale proposta le colate vengono suddivise nelle dieci classi riportate in tabella 1.1. È interessante notare che gli Autori utilizzano quattro termini princi-

pali (*flowslide*, *flow*, *avalanche* e *flood*) per identificare i vari fenomeni, differenziandoli poi in base al tipo di materiale coinvolto (tab. 1.2). Questo viene distinto in quattro categorie. Alla prima appartengono depositi naturali alquanto uniformi che vengono distinti in incoerenti (ghiaia, sabbia o limo) e coesivi (argilla e argilla sensitiva). Alla seconda categoria appartengono depositi granulometricamente eterogenei (ad es. colluviali o residuali), anch'essi distinti in incoerenti (detrito o "*debris*") e coesivi, questi ultimi ulteriormente suddivisi in materiali consistenti (terra o "*earth*") e poco consistenti (fango o "*mud*"). La terza categoria include materiali organici ("*peat*") e la quarta lapidei ("*rock*").

Tabella 1.2 - Nomenclatura dei materiali proposta da Hungr et al. (2001).

		Terreno
uniformi	non coesivi	ghiaia, sabbia, limo
	coesivi	argilla, argilla sensitiva
assortiti	non coesivi	detrito
	coesivi	terra, fango
		torba
		roccia

La classifica proposta include i seguenti dieci tipi di colata (tab. 1.1).

1. Con il termine *flowslide* vengono indicati tutti quei fenomeni caratterizzati dalla generazione di sovrappressioni neutre. Essi coinvolgono materiali saturi sciolti a struttura metastabile costituenti pendii, naturali od artificiali, di moderata pendenza.
A seconda della granulometria del materiale, si possono avere *sand*, *silt* o *loess flowslides*. Fenomeni di *flowslide* interessano anche le argille sensitive presenti in Canada, Scandinavia e Alaska; in tal caso si usa il termine *clay flowslide*.
2. Alla categoria dei *flows* appartiene una vasta gamma di movimenti di versante sia in materiali granulari, da asciutti a saturi, che in argilla, che non subiscono fenomeni di liquefazione. La frana può presentare un innesco tipo scorrimento o crollo, e poi evolvere in colata.

Le frane indicate come *earthflows* interessano materiali argillosi di media consistenza che presentano movimenti intermittenti, da rapidi a lenti, lungo superfici di scorrimento ben definite. Per tale motivo, Hutchinson (1988) preferisce classificare questi fenomeni come *mudslides*, precisando che le deformazioni interne della massa in movimento sono generalmente modeste rispetto agli scorrimenti lungo le superfici di taglio al contorno. Se non si ravvisano significativi incrementi di pressione neutra, tali colate non raggiungono elevati valori di velocità.

Con il termine *mudflow* gli Autori indicano una colata molto rapida di materiale detritico saturo in matrice fine e plastica prevalente sulla frazione granulare. Durante il deflusso lungo un impluvio, il materiale può ricevere apporti d'acqua capaci, in alcuni casi, di elevare il contenuto d'acqua ad un valore superiore al limite liquido.

I fenomeni di *debrisflow* consistono in movimenti estremamente rapidi di materiale saturo detritico in matrice fine non plastica caratterizzati dal deflusso all'interno di canali molto acclivi. Spesso le colate si manifestano attraverso una serie di ondate che confluiscono nel canale. Altra caratteristica peculiare di questi movimenti è la formazione, durante il moto, di una struttura contraddistinta dalla presenza dei clasti di dimensioni maggiori in prossimità della superficie del fronte d'onda (fenomeno della gradazione inversa; Costa, 1984).

3. Il termine *avalanches*, valanghe, dovrebbe essere riferito a rigore solo a movimenti di neve o ghiaccio. Tuttavia è comunemente usato per indicare una varietà di movimenti di materiale detritico con velocità variabile da molto rapida ad estremamente rapida, che si caratterizzano per l'assenza di un canale che confini la massa in moto. Essenzialmente, quindi, si sviluppano su versanti aperti e piatti.

Tra gli altri, i *debris avalanches* sono movimenti superficiali di materiale detritico saturo o parzialmente saturo che si sviluppano su pendii molto acclivi. Hutchinson (1988) definisce tali fenomeni come *hillslope debris flow*, facendoli comunque rientrare nella categoria dei *debris flow*.

Alla classe delle *avalanches* appartengono infine i catastrofici eventi noti in letteratura anche come *sturzstroms*, già descritti in precedenza, e classificati da Hungr et al. (2001) con il termine *rock avalanches*;

4. Caso a parte è quello degli eventi indicati come *debris flood*, che in realtà consistono in fenomeni idraulici di trasporto di massa più che in frane vere e proprie.

La classifica proposta da Hungr et al. (2001) introduce un gran numero di termini che, tradotti in italiano, creano una certa confusione (per esempio *earthflow* e *mudflow*).

Per tale ragione, nel seguito, si farà riferimento alla più recente classificazione proposta da Hutchinson (2003), basata su quella del 1988, che tende a riordinare ed esemplificare ulteriormente la terminologia. In particolare, le colate in terreni coesivi vengono raggruppate in un'unica categoria, quella dei *mudslides*, intendendo con tale termine fenomeni che interessano terreni con un contenuto d'argilla elevato (50÷65%) e caratterizzati da movimenti lenti a carattere per lo più stagionale. Le colate in terreni granulari sono distinte ancora una volta in *flowslides*, *debris flows* e *rock avalanches*, che sostituisce il termine *sturzstorm* (di origine tedesca) della sua precedente classificazione.

Questa classificazione, come molte altre proposte negli ultimi decenni, è stata stilata in lingua inglese; pertanto, un'ulteriore fonte di confusione è prodotta dalla traduzione dei vari termini, generalmente composti. Nel presente lavoro si tenta di rendere in italiano la nomenclatura proposta da Hutchinson nel suo ultimo lavoro, ed in particolare si adottano i seguenti termini:

- colata di fango (*flowslides*);
- colata di detrito (*debris flow*);
- valanga di detrito (*rock avalanches*);
- colata in argilla (*mudslides*).

Si può tenere conto del materiale coinvolto aggiungendo alla denominazione principale la componente granulometrica principale (ad es. valanghe di detrito in sabbia, in ghiaia, etc.).

Ogni evento di colata ha una propria storia evolutiva fortemente influenzata, oltre che dalle cause d'innescio e dai materiali coinvolti, anche dalla geomorfologia del versante. Pertanto spesso un evento di colata non riesce ad inquadrarsi in una singola categoria.

Le frane vengono sempre più classificate alla luce della loro velocità, dell'entità del volume interessato, e della distanza percorsa; tutti fattori che concorrono a determinare la cosiddetta magnitudo. Infatti, questi tre fattori hanno un ruolo fondamentale nella definizione del rischio di frana.

Già Varnes nel 1978 associa alle frane le loro velocità. In seguito Hungr (1981) propone di associare alle velocità i potenziali effetti distruttivi, in analogia con la scala Mercalli utilizzata per gli eventi sismici. Recentemente Cruden e Varnes (1996) hanno ripreso, modificandole leggermente, le categorie individuate da Varnes e da Hungr, proponendo la tabella 1.3 di seguito riportata.

Tabella 1.3 – Classi di velocità dei movimenti di versante (da Cruden e Varnes, 1996).

Classe di velocità	Descrizione	Velocità (mm/s)	Velocità tipiche
7	Estremamente rapidi		
		5×10^3	5 m/sec
6	Molto rapidi		
		5×10	3 m/min
5	Rapidi		
		5×10^{-1}	1.8 m/h
4	Moderati		
		5×10^{-3}	13 m/mese
3	Lenti		
		5×10^{-5}	1.6 m/anno
2	Molto lenti		
		5×10^{-7}	16 mm/anno
1	Estremamente lenti		

1.3 - COLATE IN TERRENI GRANULARI

Pur differenziandosi soprattutto in base ai materiali coinvolti ed ai meccanismi di innesco ed evoluzione, le colate in terreni granulari si verificano in moltissimi contesti geomorfologici e possono avvenire sia su versanti naturali che artificiali. L'arcipelago giapponese è uno dei territori maggiormente interessati, ma eventi catastrofici si sono verificati in tutto il mondo.

Tipicamente, dal punto di vista morfologico, in una colata possono essere distinte tre aree principali (fig. 1.10):

- una zona di distacco e alimentazione dove ha origine la colata;
- un canale di frana o di transizione, generalmente corrispondente ad un impluvio preesistente, dove si immettono e si propagano le masse in frana. Il canale non esiste necessariamente, come si è visto, in molti casi le colate possono propagarsi su versanti piatti;
- una zona di accumulo caratterizzata da una o più aree di deposizione di forma lobata o a ventaglio.

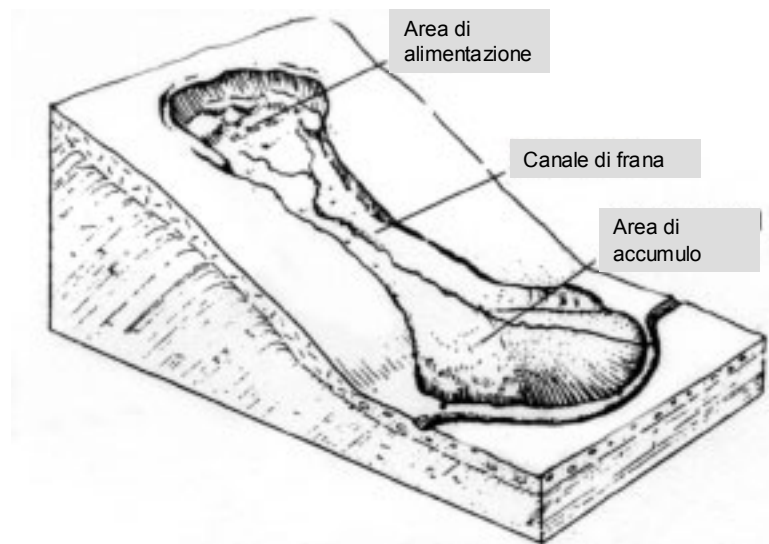


Figura 1.10 – Schema di una colata.

Tali caratteristiche morfologiche accomunano in realtà tutte le colate, anche quelle in terreni coesivi, con le differenze del caso. Poiché il presente lavoro è de-

dicato alle colate rapide di fango in terreni granulari di origine vulcanica, di seguito l'attenzione verrà focalizzata sui fenomeni che interessano terreni incoerenti.

Le colate di detrito si verificano, di norma, su versanti di elevata pendenza, e possono svilupparsi all'interno di incisioni profonde nelle quali si mobilita o si immette la massa in frana. In alcuni casi, come si è detto, tali fenomeni possono generarsi anche su pendii aperti. Generalmente essi coinvolgono materiali granulari ad elevato contenuto d'acqua. Durante il moto, se il terreno è saturo può subire un processo di liquefazione oppure indurlo nei depositi che ricoprono il pendio, sui quali impatta. Dunque, il volume di terreno coinvolto può accrescersi anche notevolmente. Spesso, le colate sono caratterizzate da ondate di successivi deflussi. Sul corpo principale della colata possono essere individuate onde di piccole dimensioni (intumescenze) che viaggiano ad una velocità maggiore di quella della massa sottostante (fig. 1.11).

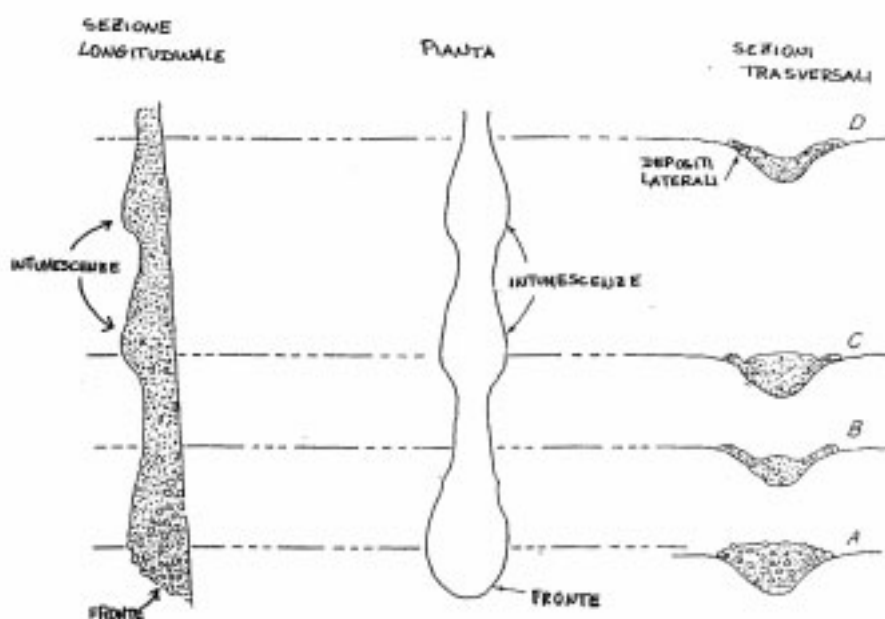


Figura 1.11 – Caratteristiche morfologiche di una colata di detrito (da Johnson e Rodine, 1984).

In figura 1.11 sono riportate alcune caratteristiche morfologiche di una colata di detrito. In particolare, vengono illustrate la sezione longitudinale, la vista in pianta e alcune sezioni trasversali di una colata tipo, in un dato istante di tempo. Si può

osservare la presenza di intumescenze più o meno regolarmente spaziate, la presenza di un fronte con pendenza più elevata di quella media relativa al canale in cui scorre la colata e la dislocazione degli elementi più grossolani trasportati dal flusso lungo il fronte di avanzamento e lungo i contorni esterni.

In realtà, tale fenomeno di migrazione verso l'alto e verso l'esterno delle particelle di dimensioni maggiori, noto in letteratura come gradazione inversa, si ravvisa in qualsiasi tipo di movimento rapido di versante che interessi detrito ad ampio spettro granulometrico. Esso è caratterizzato da una grossa concentrazione di materiale fine che si forma alla base con le particelle più grandi che “galleggiano” sul miscuglio (fig. 1.12). Alcuni Autori ne hanno dato una interpretazione meccanica (Pierson, 1981; De Matos, 1988; Vulliet et al., 2000).

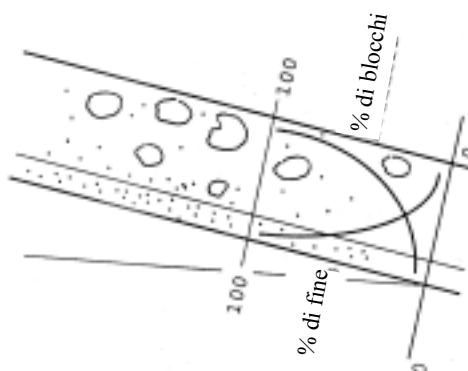


Figura 1.12 – Il fenomeno della gradazione inversa (da De Matos, 1988).

In prossimità di curvature accentuate dell'impluvio in cui si muovono, di restringimenti o di sbarramenti, si verificano vistosi fenomeni di risalita accompagnati da una forte azione erosiva sul fondo.

Uno dei fenomeni tipici provocati da tali tipi di colata è la mobilitazione dei riempimenti delle incisioni in cui si muovono. Vari osservatori riportano, infatti, che dopo il passaggio di una colata di detrito, il fondo e le pareti laterali del canale risultano completamente ripuliti dal materiale in esso accumulato; spesso viene messo a nudo il substrato lapideo (Johnson e Rodine, 1984).

In alcuni casi, poi il passaggio della colata determina depositi di detrito, in corrispondenza delle curve e lungo i bordi del canale. Questi sono, di norma, di più modesto spessore sul lato interno della curva, ad indicare che durante il transito la

superficie della massa in movimento è inclinata (fig. 1.13). Dalla stima di tale inclinazione è possibile valutare le velocità che la massa ha assunto durante il moto.

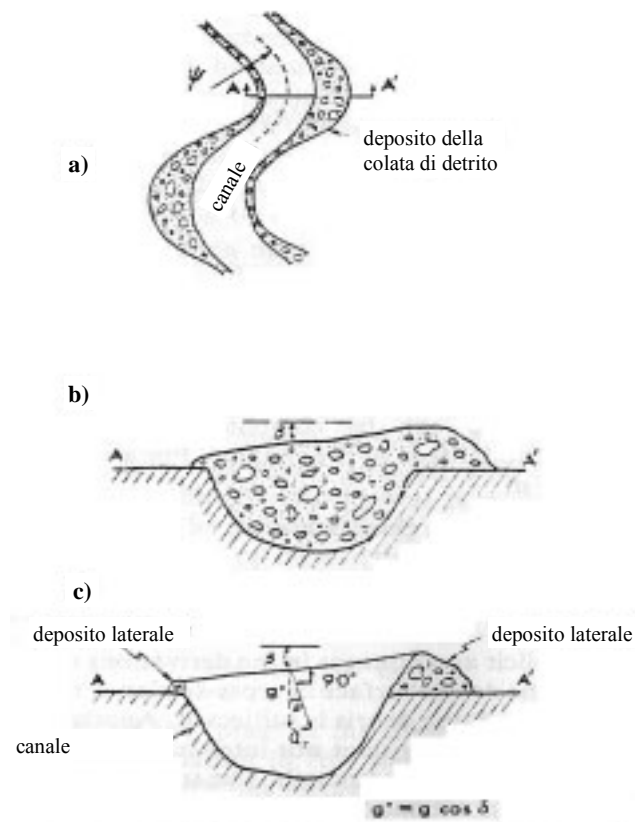


Figura 1.13 – Schematizzazione di depositi di colata adiacenti il canale di deflusso
(da Johnson e Rodine, 1984).

Laddove le pendenze del versante si addolciscono, a causa dell'elevata energia posseduta, la massa di detrito riesce, a volte, a scavalcare le pareti dell'alveo e ad espandersi lateralmente, assumendo una tipica conformazione a ventaglio. A deposizione avvenuta, spesso il paesaggio è caratterizzato dalla presenza di grossi blocchi isolati, trasportati dall'area di origine e dal fondo degli alvei, circondati da una matrice di terreno più fine. A causa dell'alimentazione intermittente che può caratterizzare queste frane, dovuta essenzialmente al verificarsi di distacchi successivi dalla zona di alimentazione, i depositi possono presentare un profilo a gradini, indicativo dell'accumulo di ondate secondarie succedutesi all'evento principale.

Fenomeni di colate di detrito furono osservati nel 1978 sul Monte Thomas, in Nuova Zelanda. Anche in tale occasione, Pierson (1981) ha osservato che le colate si manifestano con ondate periodiche, muovendosi nelle zone pedemontane anche su pendenze molto modeste ($6^{\circ}\div 8^{\circ}$) lungo una gola profondamente incisa. Tra le ondate successive ha rilevato un flusso fangoso e turbolento con elevato contenuto di sedimenti sospesi.

Le colate di fango si differenziano dalle colate di detrito per l'insorgenza di un fenomeno di liquefazione già nella zona di distacco. Tali fenomeni avvengono tipicamente in depositi naturali di materiali granulari sciolti saturi relativamente fini o in pendii artificiali (come nel caso di depositi di scarti di miniera) suscettibili a liquefare. Una colata di fango si può innescare anche quando è saturo soltanto lo strato di terreno in corrispondenza della superficie di rottura, mentre gli strati soprastanti possono presentarsi non saturi (Eckersley, 1990; Hungr, 2003). Morfologicamente non presentano rilevanti differenze dalle colate di detrito.

Tra i diversi tipi di colata fin qui considerati, le colate di fango risultano tra le più distruttive a causa delle elevate velocità che possono raggiungere: la colata di Huascarán in Perù (1970), viaggiò ad una velocità di circa 380km/h riuscendo a scavalcare un ostacolo dell'altezza di 150m prima di investire la città di Yungay (Clapperton e Hamilton, 1974; Plafker e Ericksen, 1978) con un'onda d'urto tale da demolire interi edifici.

Le caratteristiche fondamentali delle colate in terreni granulari sono dunque rappresentate dalle elevate velocità e dalle lunghe distanze percorse. Per questo, l'attenzione dei ricercatori è stata a lungo rivolta all'analisi della mobilità e soprattutto alla ricerca dei meccanismi di sostentamento del moto.

Vari Autori si sono dedicati all'analisi della mobilità delle colate cercando di individuare correlazioni empiriche che siano in grado di prevedere l'estensione della zona di propagazione. Una prima, sia pur grossolana, indicazione sul grado di mobilità delle colate nei terreni granulari viene fornita dal rapporto $H/L = \tan\phi_{av}$ (coefficiente d'attrito equivalente), tra dislivello tra la quota di coronamento nella zona di innesco della frana e quella di arresto e la proiezione orizzontale della distanza complessivamente percorsa dalla colata (fig. 1.14): un basso valore di tale

angolo indica una grossa mobilità e dunque una lunga distanza percorsa. Esso fu introdotto per la prima volta per le valanghe di detrito (Heim, 1932).

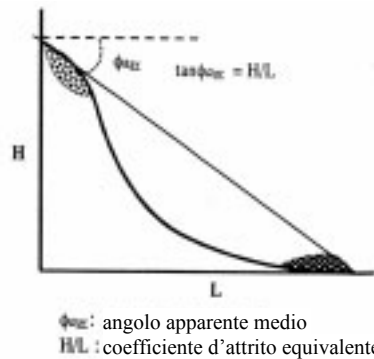


Figura 1.14 – profilo schematico del percorso di frana (da Heim, 1932).

In seguito altri Autori hanno proposto delle modifiche alla definizione di angolo d'attrito equivalente proposta da Heim. In alcuni casi, per la determinazione di H e di L, si fa riferimento alla posizione iniziale e finale del centro di gravità della massa in frana, in altri casi si assume come valore di L la distanza in eccesso percorsa dalla frana, intendendo cioè la distanza percorsa dal fronte della colata oltre quella che, teoricamente, percorrerebbe una uguale massa la cui energia venisse dissipata per attrito. Tuttavia tali correlazioni non sono state ulteriormente sviluppate per le difficoltà insite sia nella determinazione dei parametri ora definiti.

L'analisi di casi reali di valanghe di detrito mostra come il coefficiente d'attrito equivalente decresca all'aumentare del volume in frana, sebbene con grossi scarti, così come evidenziato in figura 1.14 dove sono riportati casi relativi a volumi mobilitati superiori al milione di metri cubici. Scheidegger (1973) ha proposto, quale relazione tra il coefficiente d'attrito equivalente H/L ed il volume V di materiale coinvolto, l'equazione:

$$\log_{10}(H/L) = a \cdot \log_{10}(V) + b,$$

dove i coefficienti a e b assumono rispettivamente i valori:

$$a = -0.1566 \quad e \quad b = 0.6242$$

valida per volumi maggiori di 10^5m^3 .

Per volumi di detrito minori l'osservazione sperimentale mostra che i valori di H/L sono confrontabili con l'angolo d'attrito interno del materiale e, soprattutto, che il moto non risulta caratterizzato da un comportamento tipo flusso. Quindi, nel caso delle valanghe di detrito sembra esistere una transizione nel comportamento post-rottura: volumi ridotti si arrestano al piede del versante formando depositi detritici, mentre volumi maggiori evolvono in colata raggiungendo notevoli distanze dal piede del versante.

In figura 1.14 è messa a confronto la mobilità di valanghe in rocce di diversa natura. Sembrerebbe che la natura dei materiali ne influenzi notevolmente la mobilità. In particolare, gli eventi caratterizzati da una maggiore mobilità sono quelli avvenuti in terreni di natura vulcanica.

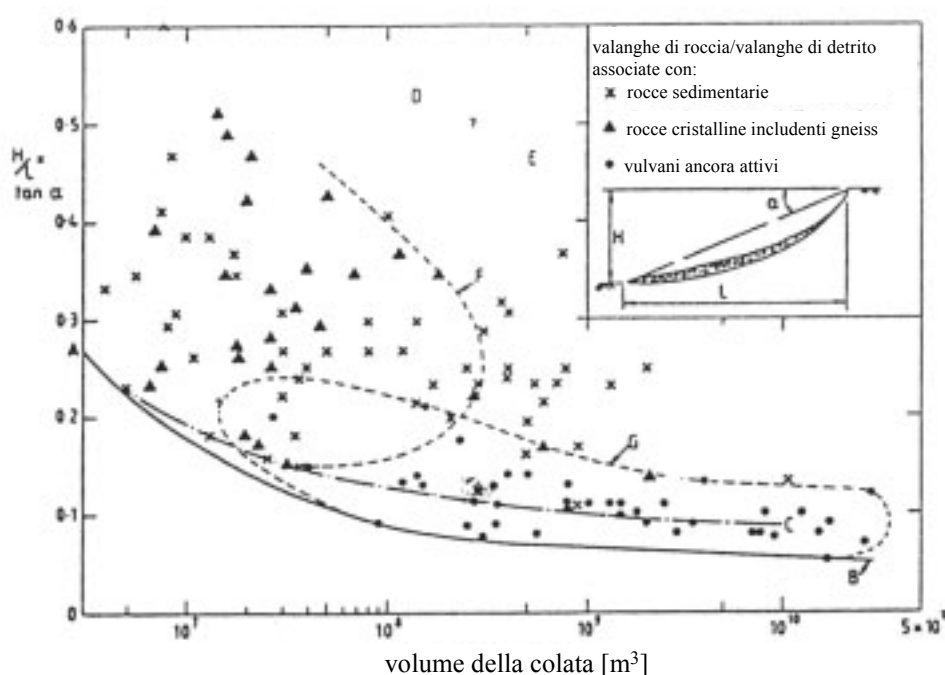


Figura 1.14 - Mobilità di valanghe di detrito (da Hutchinson, 1988).

Altri Autori hanno esteso le analisi a fenomeni di differente tipologia. Sulla base di un gran numero di dati, Corominas (1996) individua lo stesso tipo di relazione tra mobilità e volume di materiale coinvolto anche per fenomeni di colata lenta in materiali argillosi.

Anche per le colate di fango esiste in letteratura una raccolta di dati che conferma le precedenti considerazioni. I dati raccolti da Hutchinson (1988), e riportati in figura 1.15, sono relativi a colate in depositi di scorie minerarie ed in scarpate di roccia tenera di natura calcarea (*chalk*). In figura 1.15 è riportata, per ogni evento, l'altezza di caduta, rappresentativa dell'energia potenziale posseduta dalla massa in frana; è interessante notare come, nonostante i minori volumi mobilitati (due ordini di grandezza inferiori rispetto alle valanghe di detrito), anche per tali fenomeni sembri esistere una soglia d'innescò. In particolare, per altezze di caduta minori di 50 m il detrito di frana si arresta al piede della scarpata così come evidenziato dagli alti valori, compresi tra 1.1 e 1.5, assunti dal coefficiente d'attrito equivalente, mentre per altezze superiori a 50 m l'evoluzione in colata viene evidenziata dalla cospicua riduzione del rapporto H/L (fino a valori di 0.2).

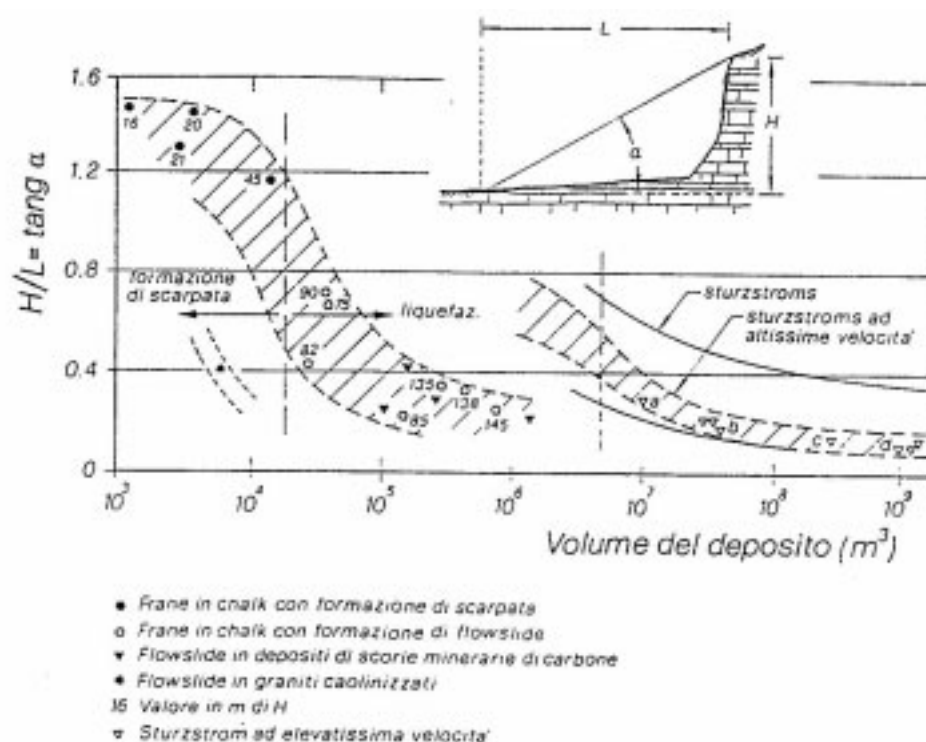


Figura 1.15 - Mobilità di frane in *chalk*, colate di fango e valanghe di detrito (da Hutchinson, 1988).

Un'ampia raccolta di dati relativa a diversi tipi di colata in terreni granulari viene riportata in figura 1.16 (Evans, 2003), in cui sono stati inseriti i dati pubblicati da

Kanji et al. (2003) relativi a colate di detrito in terreni residuali del Sud America, quelli relativi a grandi frane in terreni vulcanici verificatesi nel passato nell'isola di Tenerife (Hürlimann e Ledesma, 2003), ed infine, i dati relativi alle colate di Las Colinas (Evans, 2003) e di Cervinara, entrambe verificatesi in ceneri vulcaniche.

Attesa la grande variabilità delle situazioni geomorfologiche e delle condizioni climatiche in cui tali eventi si sono verificati, è comprensibile che una raccolta così ricca presenti una certa dispersione. Tuttavia, si osserva che i valori di mobilità mostrano un trend piuttosto omogeneo. Si noti, poi, come, a parità di volumi coinvolti, le colate di detrito e di fango presentino una mobilità più elevata rispetto agli altri tipi di movimenti ($0.1 \div 0.3$).

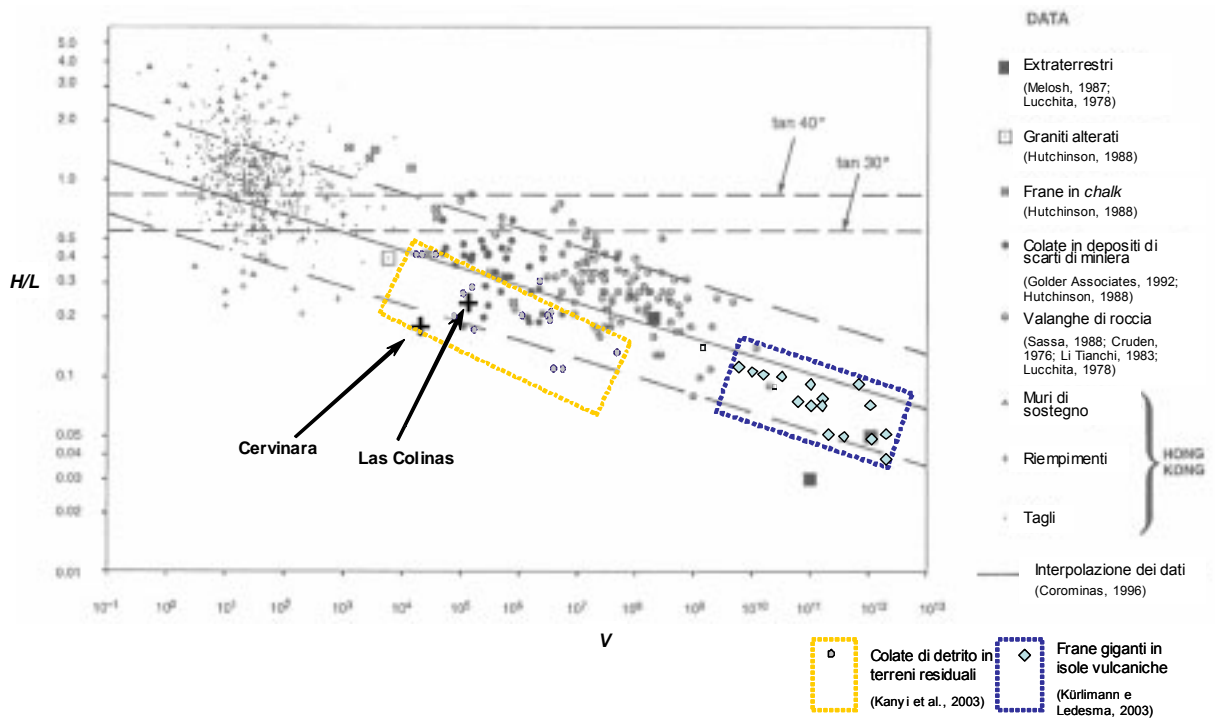


Figura 1.15 - Mobilità delle colate in terreni granulari (modificato da Evans, 2003).

Pur fornendo indizi importanti, i dati sopra riportati mostrano come non sia possibile individuare una correlazione empirica chiara tra H/L e V che aiuti a prevedere l'evoluzione di tali fenomeni. Tra l'altro, una notevole difficoltà è legata all'incertezza nella stima dei volumi coinvolti.

CAPITOLO II

ASPETTI MECCANICI DELLE COLATE IN TERRENI GRANULARI

I fenomeni di colata in terreni granulari possono essere prodotti da cause diverse. In alcuni casi, la mobilitazione della colata può avvenire a causa di fenomeni di erosione (fig. 2.1); in altri casi può derivare dalla rottura del versante. I fenomeni del primo tipo, che pure vengono spesso definiti *debris flows*, sono ampiamente descritti nella letteratura scientifica del settore idraulico.

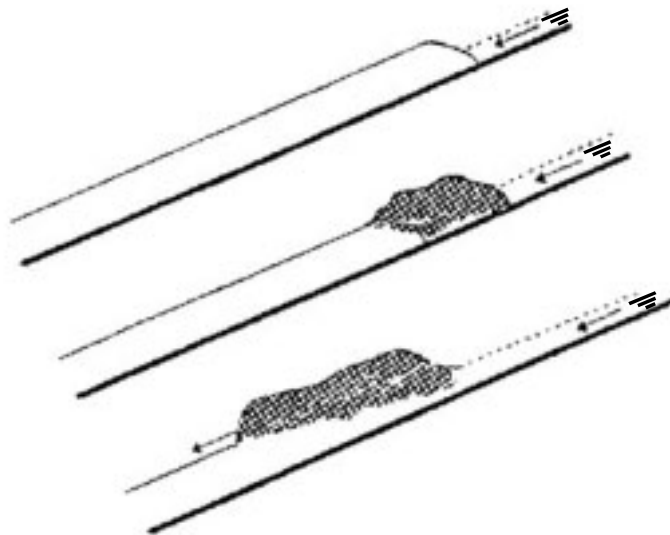


Figura 2.1- Erosione e scalzamento di una massa di detrito (da Deangeli, 1997).

Le colate originate dalla rottura di versanti si manifestano generalmente in concomitanza di fenomeni naturali quali eventi meteorici prolungati, lo scioglimento di neve o ghiacci oppure terremoti. La presente tesi è dedicata all'analisi dei fenomeni di colata innescati dalle piogge.

In genere i terreni granulari coinvolti in fenomeni di colata presentano un buon assortimento granulometrico con contenuti d'argilla di norma inferiori al 5% (fig. 2.2). Data l'elevata permeabilità di questi terreni, laddove la pioggia sia tale da

causare la rottura del versante, questa avviene per taglio e in condizioni essenzialmente drenate.

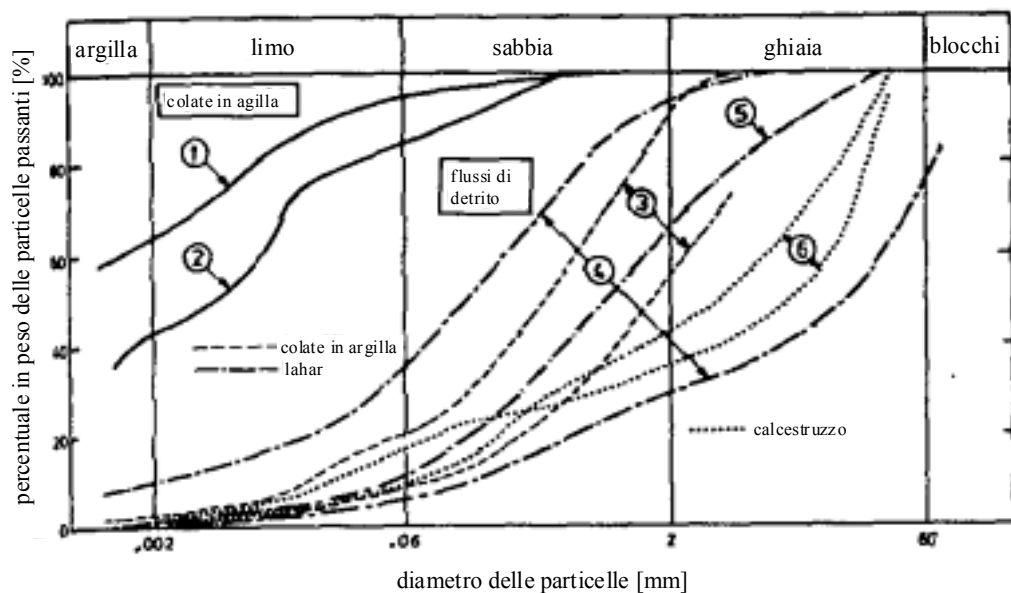


Figura 2.2 - Distribuzione granulometrica di colate in terreni granulari a grana fina (da Hutchinson, 1988).

Johnson e Rodine (1984), osservano che il movimento inizia come scorrimento lungo superfici di rottura ben definite e dopo pochi istanti l'intera massa in frana si trasforma in una colata che si propaga sul versante come un fluido viscoso. Testimoni oculari descrivono alcuni fenomeni, avvenuti in British Columbia, che hanno coinvolto depositi di scarti di miniera; il movimento partì dal piede della scarpata evolvendo con meccanismo di tipo retrogressivo fino alla cresta (Broughton, 1992). La rottura generale della scarpata fu preceduta dalla formazione di fratture di estensione sulla cresta.

L'evoluzione post-rottura delle colate è fortemente influenzata dalle modalità secondo le quali avviene la rottura: Leroueil et al. (1996) e Hungr (2003) sottolineano che, a rottura avvenuta, quanto maggiore è il divario tra forze resistenti e forze instabilizzanti, tanto maggiore è l'energia cinetica posseduta dalla frana, che può quindi percorrere grandi distanze ad elevate velocità. Poiché le azioni esterne sono essenzialmente di natura gravitazionale e, nei primi istanti seguenti la rottura,

variano in maniera poco consistente, ciò che conduce ad una repentina accelerazione è da imputarsi alla riduzione della resistenza a taglio del terreno.

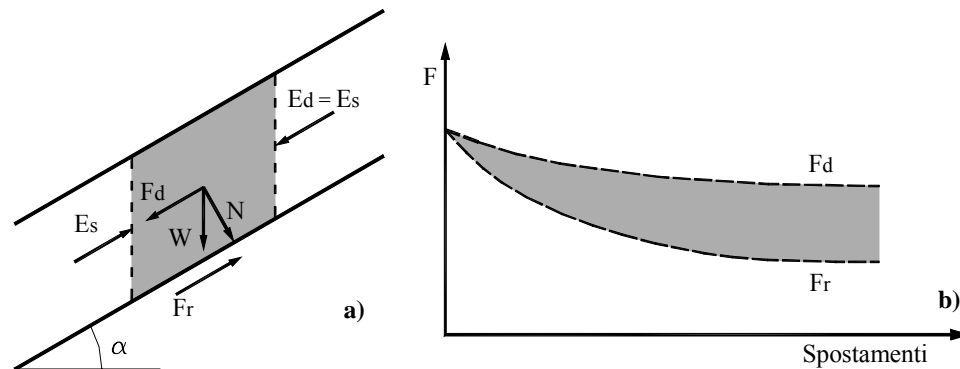


Figura 2.3 - Schema di: a) risultanti delle forze agenti su un volume di terreno a rottura nell'ipotesi di pendio indefinito; b) variazione della risultante delle forze con gli spostamenti.

La riduzione di resistenza potrebbe essere imputata al decadimento dell'angolo d'attrito al crescere della velocità di deformazione. Tuttavia, Hungr e Morgenstern (1984a; 1984b) in base ai risultati ottenuti da una sperimentazione, eseguita sia su sabbie asciutte che sature, in un apparecchio di taglio anulare ed in canaletta, osservano che, le velocità di prova, pari a circa 5m/s in canaletta, ed a circa 1m/s nell'apparecchio di taglio anulare, non influenzano significativamente la resistenza al taglio.

È possibile comunque individuare alcuni processi meccanici capaci di produrre una riduzione di resistenza a taglio in depositi di materiale granulare; in particolare, la generazione di sovrappressioni neutre in terreni saturi e la riduzione o l'annullamento della coesione apparente in materiali parzialmente saturi.

Generazione di sovrappressioni neutre

Durante la pioggia, nella zona di terreno sotto falda si produce un graduale incremento di pressione neutra che può condurre alla rottura per taglio del deposito. Sebbene il processo che porta a rottura il versante avvenga in condizioni drenate, molti Autori assumono che nella successiva fase post-rottura possa instaurarsi una condizione non drenata, caratterizzata dall'insorgere di sovrappressioni neutre

tali da comportare una perdita di resistenza del materiale (liquefazione statica). Tale ipotesi implica, però, che siano rispettate tre condizioni: che i terreni siano saturi, che si verifichi il passaggio da una condizione drenata ad una non drenata e che essi siano suscettibili a liquefare; in tal caso, la rottura è brusca e caratterizzata dalla generazione di sovrappressioni neutre positive. La formazione di una colata di fango è possibile se la permeabilità del terreno è sufficientemente bassa da consentire il permanere delle sovrappressioni neutre per un periodo sufficientemente lungo nel quale si sviluppa la frana. La perdita di resistenza del terreno causa una repentina accelerazione del corpo di frana.

Per terreni dotati di permeabilità elevata, invece, non è detto che sia possibile la formazione di una colata, in ogni caso, una volta innescata, questa potrebbe raggiungere rapidamente una condizione di equilibrio a causa della rapida dissipazione delle pressioni neutre indotte (Hutchinson, 1986).

Nel caso in cui il comportamento non drenato del terreno risulti stabile, la formazione di una colata di fango non appare possibile: è questo il caso di terreni relativamente addensati.

Varie ricerche sono state finalizzate allo studio delle condizioni che portano alla formazione di colate di fango in determinati terreni ed in assegnate condizioni geomorfologiche. Il loro scopo è anche quello di verificare se il fenomeno possa effettivamente svilupparsi a partire da condizioni di rottura essenzialmente drenate, e se l'insorgere delle sovrappressioni neutre avvenga simultaneamente alla rottura o nella fase post-rottura. Per questo motivo sono state monitorate aree soggette a tali fenomeni di colata di fango, sono state effettuate prove di laboratorio su provini indisturbati e ricostituiti di materiale prelevato da siti soggetti a fenomeni di colata rapida e sono state effettuate prove su modello in scala ridotta. Una sintesi della letteratura al riguardo viene riportata nei paragrafi successivi.

Annullamento della coesione apparente

Sebbene fino ad oggi gli studi siano stati rivolti essenzialmente al caso di pendii dolci, in cui il deposito può essere in condizioni di saturazione, l'esperienza campana mostra che fenomeni di colata rapida possono originarsi anche su pendii di elevata pendenza. In tali versanti la falda è ubicata a profondità elevate ed i ter-

reni più superficiali sono usualmente in condizioni di parziale saturazione. A causa dell'aliquota di coesione apparente legata alla suzione, depositi di modesto spessore possono risultare stabili anche per pendenze maggiori dell'angolo di attrito.

L'influenza della suzione sulla resistenza a taglio dei terreni parzialmente saturi è stata definita da Fredlund et al. (1978) che hanno proposto un'estensione del criterio di Mohr-Coulomb per i terreni non saturi, formulando un'equazione lineare nella quale appaiono due variabili di tensione, entrambe efficaci: la suzione ($u_a - u_w$) e la tensione netta normale sul piano di taglio ($\sigma - u_a$);

$$\tau = [c' + (u_a - u_w) \tan \phi_b] + (\sigma - u_a) \tan \phi' \quad (2.1)$$

Nella (2.1) c' e ϕ' rappresentano i parametri di resistenza del terreno in condizione di completa saturazione mentre ϕ_b è un parametro che definisce l'incremento di resistenza prodotto da un incremento di suzione quando la tensione netta è costante.

Secondo tale criterio l'involuppo di rottura nel piano $\tau - \sigma$ è descritto da una retta, la cui pendenza è l'angolo di attrito ϕ' in condizione di completa saturazione e la cui intercetta di coesione è funzione della suzione, in quanto somma dell'eventuale intercetta di coesione efficace c' e del termine $[(u_a - u_w) \tan \phi_b]$. In base a tale criterio, la progressiva riduzione della suzione durante il processo di infiltrazione meteorica, porta al degrado delle caratteristiche di resistenza di taglio del terreno fino al raggiungimento di una condizione di rottura. Il processo meccanico che conduce alla rottura è lento e quindi le condizioni sotto le quali il materiale si deforma sono generalmente drenate. A rottura avvenuta, la velocità che la massa in frana acquista nei primi istanti del moto, è fortemente influenzata dalla pendenza del versante e dalle caratteristiche di resistenza del materiale. Se i terreni coinvolti sono suscettibili a liquefare, sotto particolari condizioni, potrebbe verificarsi un'evoluzione della frana in colata.

Un'analisi dell'innescò della rottura e delle sue conseguenze sull'evoluzione del movimento per depositi granulari parzialmente saturi viene proposta da Olivarres (2001). L'Autore analizza il caso di coltri superficiali di terreno per le quali sia plausibile una rottura in condizioni di pendio indefinito quali quelle presenti sulla

maggior parte dei rilievi della regione Campania. Egli evidenzia i possibili meccanismi di evoluzione nella fase post-rottura a partire dalle differenti condizioni in cui vengono a trovarsi i terreni a rottura. L'Autore distingue il caso in cui la rottura intervenga su versanti la cui pendenza è confrontabile con l'angolo d'attrito del terreno ($\beta \cong \phi'$), da quello in cui la rottura avvenga su pendii di inclinazione maggiore ($\beta \gg \phi'$).

Le due situazioni ipotizzate sono mostrate nella figura 2.4. In particolare, nel piano delle tensioni $t-\sigma'$, $t-(\sigma-u_a)$, con le linee continue sono indicati i possibili involucri di resistenza relativi a differenti valori della suzione, mentre con la linea tratteggiata viene indicato l'involucro di resistenza del terreno saturo. La rottura e la successiva evoluzione della frana possono avvenire in condizioni differenti a seconda che si sia nel primo (pendii ripidi (fig. 2.4a) o nel secondo caso (pendii molto ripidi (fig. 2.4b).

Nel primo caso l'eventuale evoluzione in colata è il risultato di un complesso processo meccanico a catena, caratterizzato da una successione di fasi che portano alla liquefazione. Durante l'infiltrazione meteorica si ha un incremento del grado di saturazione che da un lato produce un incremento del peso dell'unità di volume, e quindi delle azioni instabilizzanti e dall'altro la riduzione della resistenza del materiale. Durante la fase di saturazione potrebbe verificarsi il collasso volumetrico del terreno, in relazione anche alla sua porosità, al grado di saturazione iniziale ed alla tensione netta cui è sottoposto. Se la pendenza del versante è prossima o poco maggiore dell'angolo di attrito del terreno, la rottura avviene quando l'intercetta di coesione è nulla e, quindi, quando il terreno è completamente saturo, o in presenza di un valore modesto di coesione, dunque per condizione prossima alla saturazione (fig. 2.4a). Nel primo caso, il fenomeno di liquefazione è possibile se, nella fase evolutiva, si instaurano condizioni di deformazioni non drenate. Nel secondo caso, la liquefazione è ancora possibile se la rottura avviene per un grado di saturazione poco discosto dal valore unitario; infatti, le deformazioni dovute al collasso volumetrico possono produrre un ulteriore addensamento del materiale e quindi portarlo a saturazione. In tal caso, il processo evolve con le stesse modalità del caso precedente.

Se il pendio è molto acclive, la rottura sopraggiunge quando il terreno è ancora lontano dalla condizione di totale saturazione e con un valore non nullo della coesione apparente; il fenomeno della liquefazione non appare possibile e la frana indotta non può assumere le caratteristiche di una colata di fango.

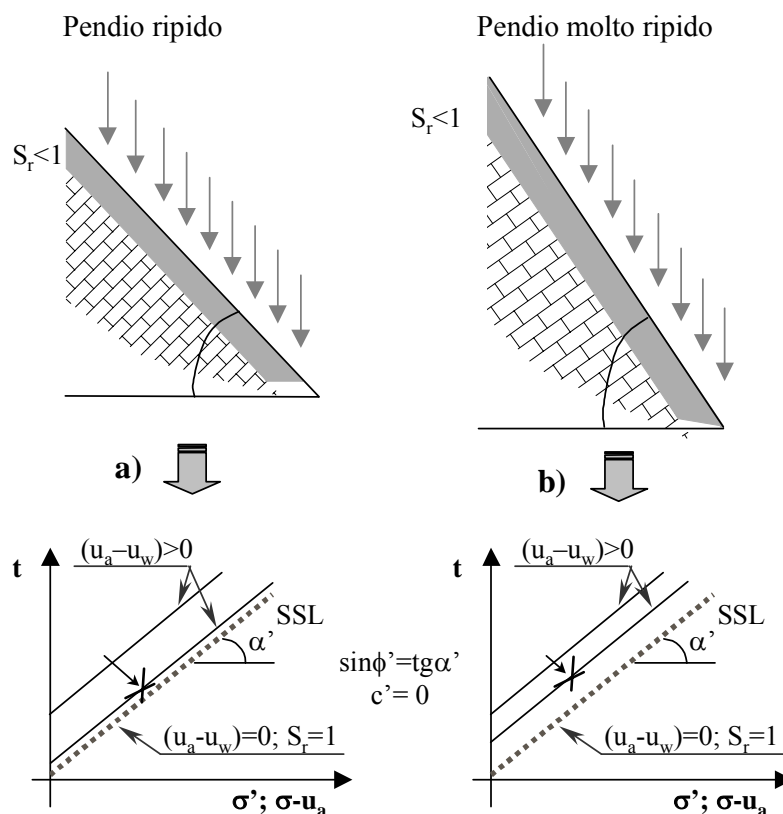


Figura 2.4 - Possibile stato tensionale a rottura in: a) pendii ripidi; b) pendii molto ripidi (da Olivares, 2001).

2.1 - L'INSTABILITÀ NON DRENATA E LA LIQUEFAZIONE STATICA

Come si è visto, già a partire dagli anni Settanta vari Autori ipotizzano che alcune colate in terreni granulari siano il risultato di un meccanismo di collasso e liquefazione. Perché questo fenomeno avvenga è necessario che, contestualmente alla rottura, siano verificate le condizioni di completa saturazione del deposito e di suscettibilità alla liquefazione dei materiali che lo costituiscono, nonché l'incapacità di questi materiali di dissipare, nel brevissimo intervallo di tempo com-

preso tra l'innesco della rottura e il distacco, le sovrappressioni neutre indotte. La suscettibilità dei terreni alla liquefazione, può essere analizzata alla luce della teoria dello Stato Stazionario di Deformazione (Poulos, 1981), proposta per interpretare il comportamento delle sabbie sature.

Lo Stato Stazionario della Deformazione è definito come quello stato in cui si trova un terreno incoerente saturo quando, sottoposto a sollecitazioni di taglio non drenate, si deforma sotto tensioni, volume e velocità costanti. Secondo Casagrande (1976) nella condizione di stato stazionario il terreno assume una particolare "*flow structure*", che permane finché esso continua a deformarsi sotto tensioni, velocità e volume costante. Poulos (1981) ritiene che tale condizione si perda nel momento in cui questo processo venga arrestato, o quando cambi la velocità di deformazione. Tale considerazione fa emergere la sostanziale differenza rispetto all'analogo Stato Critico (Roscoe et al., 1985) in cui il terreno continua a deformarsi ad indice dei vuoti e tensione costanti indipendentemente dalla velocità di deformazione.

Per introdurre la teoria dello stato stazionario è utile discutere il comportamento di sabbie sature in condizioni non drenate attraverso i risultati di prove monotone di compressione triassiale. Si individuano, fondamentalmente, tre differenti tipi di risposta (fig. 2.5);

- a) se la densità iniziale del provino è molto elevata o la pressione di confinamento bassa, la sabbia mostra un comportamento di tipo dilatante caratterizzato da un aumento della tensione di taglio all'aumentare della deformazione finché, a grandi deformazioni, non si raggiunge una condizione finale di resistenza costante (curva (a) in fig. 2.5);
- b) per stati di addensamento iniziali intermedi o comunque per pressioni di confinamento sufficientemente elevate, dopo aver raggiunto il picco, il materiale mostra una caduta temporanea della resistenza, seguita da un recupero fino al raggiungimento di un valore ultimo (curva (b) in fig. 2.5);
- c) se la densità è molto bassa o la pressione di confinamento molto elevata, la tensione deviatorica cresce fino a raggiungere un valore di picco, dopo di che essa decade ad un valore basso, talvolta prossimo a zero, che viene raggiunto a grandi deformazioni (curva (c) in fig. 2.5).

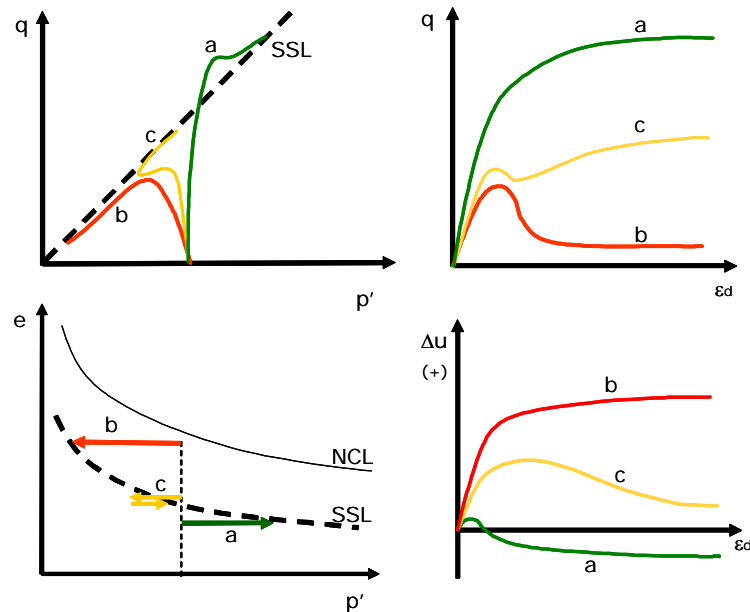
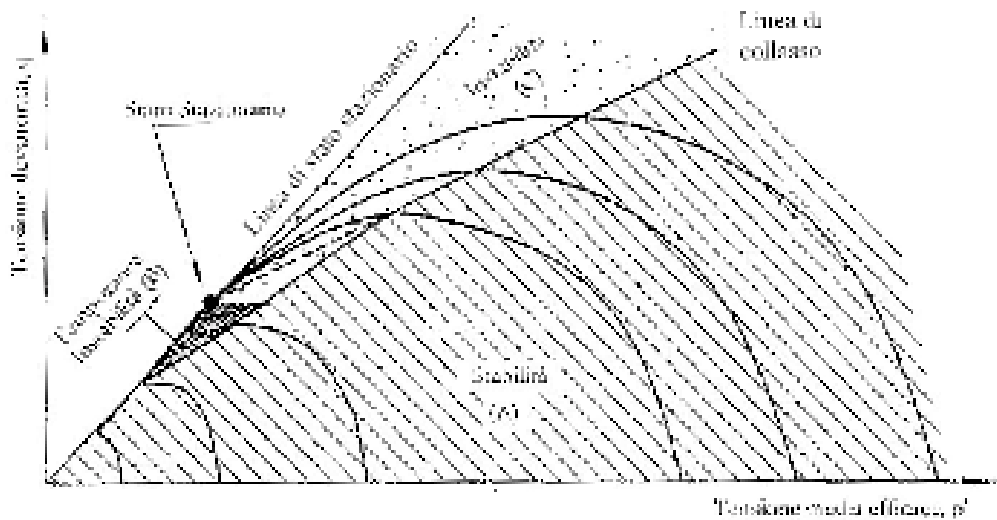


Figura 2.5 - Comportamento non drenato di una sabbia.

Il fenomeno che comporta lo sviluppo di un meccanismo di instabilità (b), è indicato con il termine “liquefazione statica”, che si diversifica dalla “liquefazione” o “liquefazione ciclica” associata a carichi di tipo ciclico come quelli prodotti da un terremoto. La liquefazione si verifica solo se la tensione di confinamento iniziale è molto bassa e se il materiale è molto sciolto.

Come si è visto, è possibile individuare combinazioni di stati tensionali e di addensamento iniziali a cui corrispondono comportamenti incrudenti del terreno, e combinazioni a cui corrispondono comportamenti rammollenti. In tale ambito, sulla base di prove triassiali CIU, Casagrande (1976) e Castro e Poulos (1977) suggeriscono l'uso della linea di stato stazionario (SSL) come elemento discriminante per l'individuazione della suscettibilità a liquefare di un terreno. È stato osservato che i percorsi di sollecitazione non drenati di provini aventi lo stesso indice dei vuoti, a partire da tensioni efficaci di confinamento variabili, a grandi deformazioni convergono verso la stessa condizione di stato stazionario, rappresentata da un unico punto nel piano q - p' (fig. 2.6).



Al variare della densità relativa, i punti di stato stazionario individuano nel piano $e-p'$ la Linea di Stato Stazionario (SSL) che individua due regioni corrispondenti ad un diverso comportamento del materiale (fig. 2.7): nella zona a sinistra della SSL ricadono i punti rappresentativi degli stati iniziali per i quali durante la fase deviatorica il terreno presenta un comportamento stabile; la zona a destra rappresenta quegli stati iniziali per i quali il terreno esibisce un comportamento instabile. Comunque, se il punto rappresentativo dello stato tensionale di fine consolidazione è situato in prossimità della SSL è possibile un comportamento prima contrattivo e poi dilatante (temporanea liquefazione).

Recentemente Lade e Yamamuro (1997) hanno confermato tali osservazioni. In particolare, nel piano q - p' individuano differenti tipi di comportamento (fig. 2.8):

- per valori della pressione di confinamento molto bassi (punto A) si verifica la liquefazione statica del materiale;
- per maggiori valori della pressione di confinamento (punti B e F in figura) il materiale manifesta una drastica caduta di resistenza (liquefazione temporanea e temporanea instabilità) seguita da una fase caratterizzata da un incremento dello sforzo deviatorico;
- per elevati valori della pressione di confinamento, dopo l'attingimento del massimo deviatore, la condizione di stato stazionario viene raggiunta a seguito di una continua diminuzione della resistenza a taglio (instabilità).

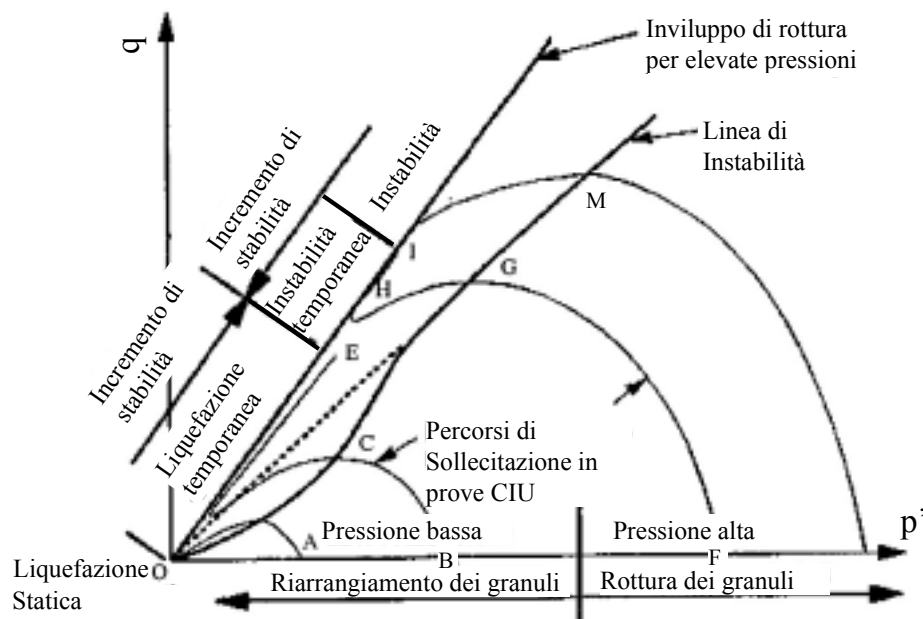


Figura 2.8 - Comportamento non drenato di sabbie sciolte (da Lade e Yamamuro, 1997).

I punti di massimo relativo del deviatore (C, G, M in fig. 2.8) rappresentano la condizione limite oltre la quale si inizia ad avere il comportamento instabile del terreno che conduce allo stato stazionario. L'involuppo di tali picchi definisce la Linea di Instabilità che individua una regione di instabilità all'interno della quale il com-

portamento non drenato del terreno è contraddistinto da una caduta di resistenza sempre più marcata all'aumentare della tensione media efficace.

L'identificazione della suscettibilità a liquefare di un terreno si potrebbe dunque effettuare sulla base della posizione della SSL che, nell'ambito della teoria dello stato stazionario, viene considerata unica per un determinato materiale indipendentemente dalle condizioni di prova e dai percorsi di sollecitazione imposti. In realtà, numerose osservazioni sperimentali mostrano che vari fattori, quali tessitura, stato tensionale iniziale e percorso di sollecitazione, contribuiscono a definire la SSL, che non risulta univocamente determinata. L'influenza di tali fattori è ancora oggetto di ricerca (Lampitiello, 2003).

Principali fattori che influenzano la SSL

La percentuale di limo e la forma dei grani influenzano sia la pendenza che la posizione della linea SSL e quindi, più in generale, la suscettibilità a liquefare di un terreno. Le ricerche hanno portato a conclusioni non sempre in accordo tra loro. Ad esempio, Fear e Robertson (1995) notano che la posizione della SSL non risente della presenza del fino per percentuali in peso di quest'ultimo minori del 10%, mentre la pendenza aumenta all'aumentare di tale percentuale. Anche altri Autori (Yamamuro e Lade, 1997) notano un aumento del potenziale di liquefazione all'aumentare del contenuto di fino rispetto alla stessa sabbia "pulita", anche se in percentuale minore del 10%. Pitman et al. (1994), all'aumentare del contenuto di limo fino al 20%, osservano invece una traslazione verso il basso della SSL, e quindi un incremento della zona in cui il materiale manifesta un comportamento di tipo contraente. Oltre tale percentuale, si ha un'inversione di tendenza, con la SSL che trasla verso l'alto.

L'influenza della forma dei grani viene già riconosciuta da Castro et al. (1985) che notano come la pendenza della SSL risulti relativamente bassa per terreni a grana più grossa e con forma dei grani subangolari e subarrotondati, mentre diviene maggiore per terreni con grani angolari, come nel caso di scarti di miniera ottenuti dalla frantumazione della roccia.

Altre ricerche sono state condotte con l'obiettivo di stabilire l'importanza della struttura iniziale sul comportamento del terreno. Poulos et al. (1985) arrivano alla conclusione che le SSL relative ad una stessa sabbia, ma ricostituita con metodi diversi e quindi con struttura iniziale differente, restano parallele tra loro. Questo significherebbe anche che la pendenza delle SSL ottenuta in laboratorio su campioni ricostituiti, deve coincidere con quella del materiale in sito. Studi più recenti (Castro et al., 1992; Mohammed, 1993; Ishihara, 1993) indicano che l'influenza del metodo di preparazione del provino sulla posizione e forma della SSL è invece irrilevante, come mostrato in figura 2.9 dove vengono riportati i risultati di un'indagine eseguita da Ishihara (1993) su provini ottenuti con due differenti tecniche di ricostituzione. Ciò sembrerebbe indicare che per l'individuazione della SSL non occorre ricorrere a prove su campioni indisturbati (Ishihara et al., 1998).

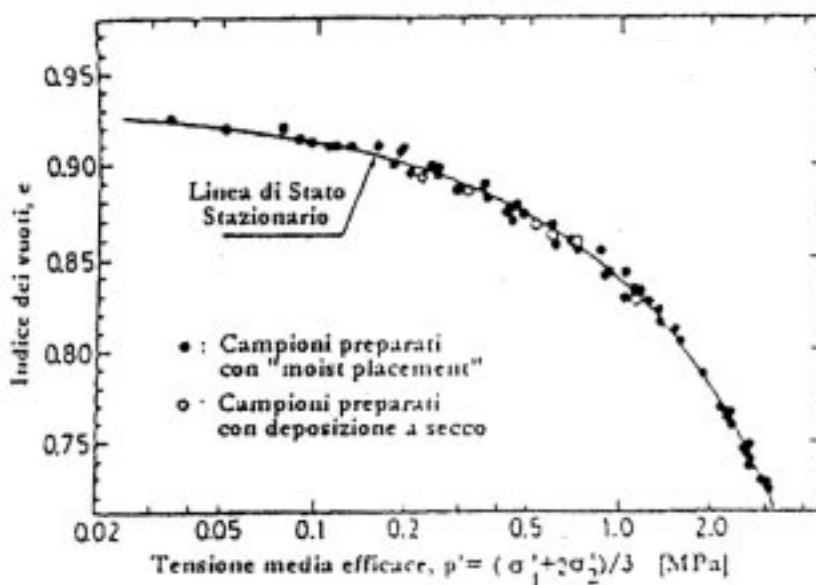


Figura 2.9 - Influenza di due diverse tecniche di ricostituzione sulla SSL della sabbia di Toyura (da Ishihara, 1993).

Lampitiello (2003) osserva che la SSL individuata attraverso una sperimentazione di laboratorio su provini di ceneri vulcaniche indisturbati e ricostituiti con il metodo del *moist-tamping* non presenta sostanziali differenze e che lo scarto tra i risultati dei due tipi di sperimentazione è contenuto nell'abito dell'errore sperimen-

tale. Jamiolkowski (1998) invece, con riferimento a prove di compressione triassiale non drenate su campioni indisturbati e ricostituiti di scarti di miniera rileva che, mentre il comportamento dei provini indisturbati è dilatante, quello dei provini ricostituiti è contraente. A tutt'oggi dunque non è stata chiarita definitivamente l'influenza della struttura iniziale sul comportamento non drenato del terreno.

Molti Autori concordano su fatto che la risposta non drenata di terreni granulari sciolti saturi è fortemente dipendente dal tipo di prova. Vaid et al. (1990), Yoshimine e Ishihara (1998), Riemer e Seed (1997) ed altri hanno confrontato i risultati di prove di compressione ed estensione triassiale e di taglio semplice, mostrando che, per una stessa densità di fine consolidazione, il materiale esibisce una resistenza di picco maggiore ed una minore tendenza alla contrazione nelle prove di compressione triassiale rispetto alle prove in estensione, mentre nelle prove di taglio si ha un comportamento intermedio. Quindi, per ciascun tipo di prova è possibile individuare una diversa SSL.

Mediante prove CIU e CAU, Anderson e Sitar (1995), hanno individuato due linee di stato stazionario parallele, ma sfalsate, tali da fornire, per uno stesso indice dei pori, una resistenza a stato stazionario differente di un fattore pari a 2-3, con valore massimo ottenuto nelle prove di compressione. Inoltre, in accordo con Ishihara et al. (1999), notano che all'aumentare del grado di anisotropia aumenta il potenziale di liquefazione. Pur confermando l'importanza delle condizioni di sollecitazione iniziali sulla suscettibilità alla liquefazione (consolidazione anisotropa) Lampitiello (2003) mostra che l'anisotropia di consolidazione non gioca un ruolo evidente sul percorso di sollecitazione fino a rottura.

Dunque, per un dato terreno, la zona a comportamento instabile non è univocamente definita: anche terreni che, in base a convenzionali prove triassiali, esibiscono un comportamento stabile, sotto differenti percorsi di sollecitazione possono mostrare una suscettibilità a liquefare.

Le prove di compressione anisotropa non drenate (CAU) hanno altresì mostrato che, per stati tensionali iniziali caratterizzati da forte anisotropia, occorrono incrementi modesti delle sollecitazioni di taglio per produrre una repentina caduta di resistenza del terreno. Mediante prove eseguite su provini ricostituiti di ceneri piroclastiche, Lampitiello (2003) mostra che per elevati valori del grado di anisotro-

pia iniziale dello stato tensionale, quando il punto rappresentativo dello stato di fine consolidazione si trova nella regione di instabilità (fig. 2.10), nella successiva fase non drenata il materiale non riesce a sostenere il deviatore iniziale manifestando un'immediata caduta di resistenza.

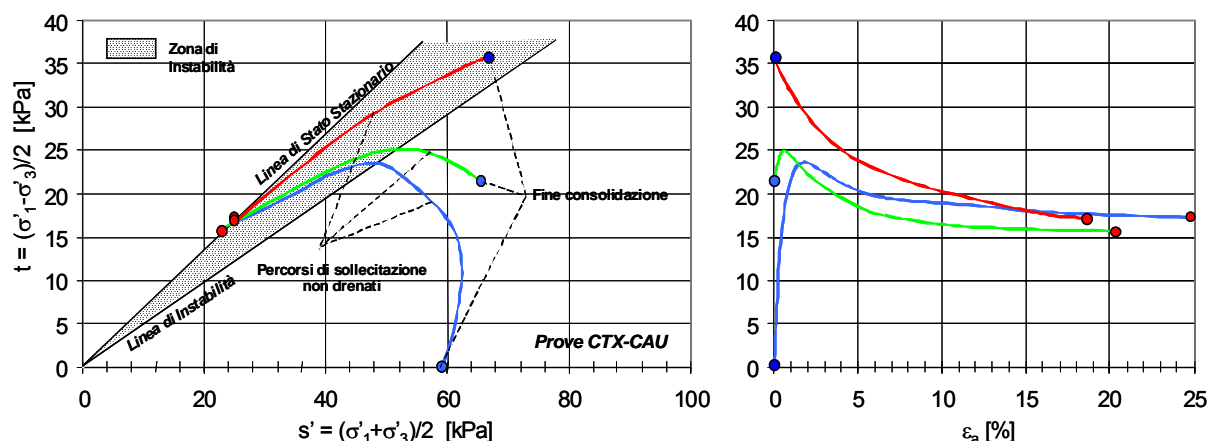


Figura 2.10 - Risultati di prove CIU e CAU sulle ceneri vulcaniche di Cervinara
(da Lampitiello, 2003).

Ciò lascia presumere che in depositi saturi e suscettibili a liquefare, basterebbe l'applicazione istantanea di carichi di entità molto modesta per mobilitare una colata di fango.

L'influenza dei fattori sopra citati sulla suscettibilità a liquefare va opportunamente tenuta in conto quando si passa ad esaminare il comportamento di pendii reali. Infatti, se da un lato una procedura di valutazione del potenziale di liquefazione basata sull'analisi dello stato stazionario risulta attraente, dall'altro esistono ancora notevoli incertezze nell'individuazione della linea di stato stazionario. Tra l'altro va opportunamente tenuto in conto che, nei problemi reali i percorsi di sollecitazione possono essere molto differenti da quelli che vengono riprodotti nella sperimentazione di laboratorio.

2.3 - POSSIBILI MECCANISMI DI COLATA

Assunto che la formazione di una colata di fango sia il risultato di un meccanismo di deformazione non drenata che coinvolge terreni suscettibili a liquefare, è necessario verificare le condizioni per le quali tale meccanismo possa effettivamente stabilirsi nei pendii naturali: le condizioni di saturazione ed i conseguenti percorsi locali di sollecitazione, le condizioni di drenaggio e la propagazione dei meccanismi di rottura sono fenomeni complessi non riproducibili attraverso prove di laboratorio. A tutti questi problemi vari Autori hanno tentato di dare una risposta con esplicito riferimento al caso di colate indotte da fenomeni meteorici.

Esaminiamo nel piano di compressione il comportamento di un pendio costituito da un deposito di terreno granulare durante un evento di pioggia. Se il fenomeno di deformazione fino a rottura è drenato, lo stato tensionale in un generico punto al di sotto del pelo libero della falda segue un percorso schematizzato come in figura 2.11.

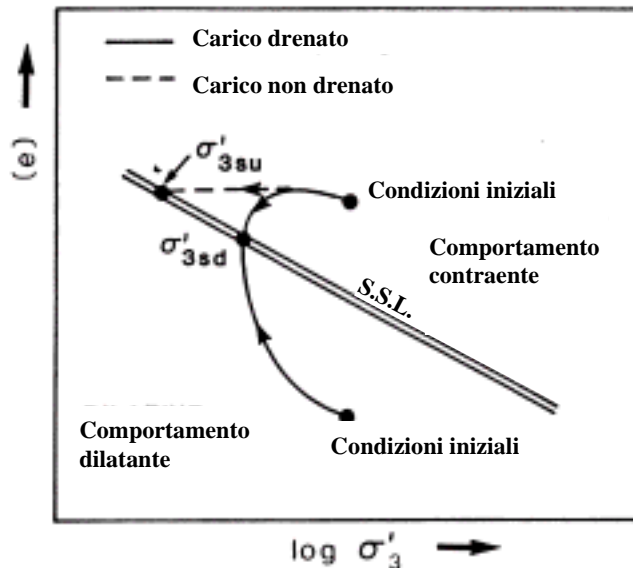


Figura 2.11 - Possibili percorsi tensionali a causa di infiltrazione (da Lee et al., 1988).

Sebbene il percorso dipenda dalle caratteristiche del terreno e dallo stato tensionale iniziale, possiamo immaginare i seguenti comportamenti (Lee et al., 1988):

- all'aumentare della pressione neutra il percorso si muove verso sinistra a causa della riduzione delle tensioni efficaci;
- per terreni densi a comportamento dilatante si ha un incremento dell'indice di pori, prima per effetto della riduzione dello stato di sollecitazione efficace, poi della rottura, fino a che il percorso non arriva sulla SSL;
- per terreni sciolti a comportamento contraente, all'iniziale rigonfiamento, dovuto alla diminuzione dello stato tensionale efficace, segue una consistente riduzione dell'indice dei pori fino a rottura;
- in condizioni completamente drenate i due percorsi tendono allo stesso punto finale.

Se anche il processo di rottura fosse così rapido da determinare una condizione non drenata, i terreni a comportamento dilatante non potrebbero subire una evoluzione in colata giacché la loro resistenza al taglio non drenata è maggiore di quella drenata (Poulos et al., 1985). Nei terreni contraenti, invece, potrebbe determinarsi un incremento di pressioni neutre. Se il fenomeno fosse perfettamente non drenato, da un certo momento in poi il percorso di sollecitazione risulterebbe orizzontale (fig. 2.11) fino al raggiungimento delle condizioni di stato stazionario ad una pressione di confinamento bassa, tanto più bassa quanto più elevato è l'indice dei pori iniziale. In tali condizioni la resistenza del materiale è ben inferiore a quella che si ha in condizioni drenate e, per terreni molto sciolti, si può addirittura verificare la liquefazione. Questo fenomeno implica un'accelerazione del terreno e la mobilitazione di una colata di elevata velocità (Lee et al., 1988).

Il passaggio da condizioni di sollecitazione drenate a non drenate è stato osservato nell'ambito di una sperimentazione condotta da Lindeberg e Koning (1981) per l'individuazione della densità critica nelle sabbie. Durante l'esecuzione di prove drenate su sabbie sature molto sciolte, gli Autori rilevano che, a partire da un certo istante, la pressione dell'acqua interstiziale e la deformazione assiale aumentavano improvvisamente senza che il provino avesse modo di drenare. Neppure una riduzione della velocità di applicazione dei carichi riuscì ad impedire il fenomeno. Anche altri Autori (Riemer, 1992; Sasitharan et al., 1993), durante l'esecuzione di prove triassiali drenate su sabbie sciolte sature, nelle quali veniva simulato un percorso di sollecitazione simile a quello indotto da un evento meteorico, osserva-

no l'improvviso collasso del terreno. Come si vedrà in seguito, simili risultati sono stati ottenuti da Eckersley (1990) durante l'esecuzione di prove di rottura su modello fisico.

Risultanti diversi sono stati ottenuti da Anderson e Sitar (1995). Questi hanno eseguito particolari prove triassiali per simulare l'evoluzione dello stato tensionale durante un evento meteorico a partire da condizioni di parziale saturazione. Nelle prove triassiali drenate su provini di terreno saturo inizialmente consolidati anisotropicamente, sono stati imposti percorsi di sollecitazione in cui la riduzione di suzione è stata simulata attraverso una diminuzione dello stato tensionale di confinamento. Una volta raggiunta la saturazione, se il pendio è ancora stabile, un ulteriore incremento della pressione neutra non cambia il valore della tensione deviatorica, per cui la rottura interviene a causa della sola riduzione della tensione efficace. I provini sono stati quindi portati a rottura a deviatore costante e con diminuzione di tensione media efficace (prove CSD).

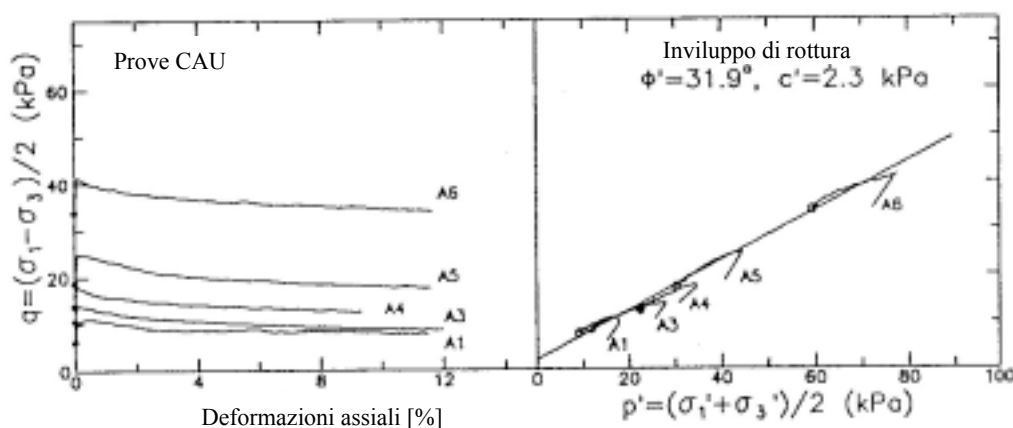


Figura. 2.12 - Risultati di prove CAU sulle sabbie di Briones Park (da Anderson e Sitar, 1995).

La sperimentazione è stata eseguita su campioni indisturbati prelevati dal sito di Briones Park in California, soggetto a colate di detrito. Oltre alle prove CSD sono state eseguite prove triassiali convenzionali consolidate anisotropicamente non drenate (prove CAU). Nelle prove CAU, i cui risultati sono riportati in figura 2.12, tutti i provini presentano un picco di resistenza in corrispondenza di un valore della deformazione assiale pari circa allo 0.5%, seguito da una riduzione monotonica

accompagnata da generazione di sovrappressioni neutre: esibiscono, quindi, un tipico comportamento contraente.

I risultati di sei prove tipo CSD, eseguite per tensioni di confinamento prossime alle condizioni in sito, sono riportati in figura 2.13. Si può notare come il comportamento del terreno resti dilatante durante l'intero corso della prova. Anche dopo la rottura, quando il deviatore imposto non è più sostenuto dal terreno e si ha una perdita di resistenza a fino al raggiungimento delle condizioni di stato stazionario, si verifica un continuo incremento dell'indice dei pori e , a detta degli Autori, le condizioni di deformazione rimangono drenate.

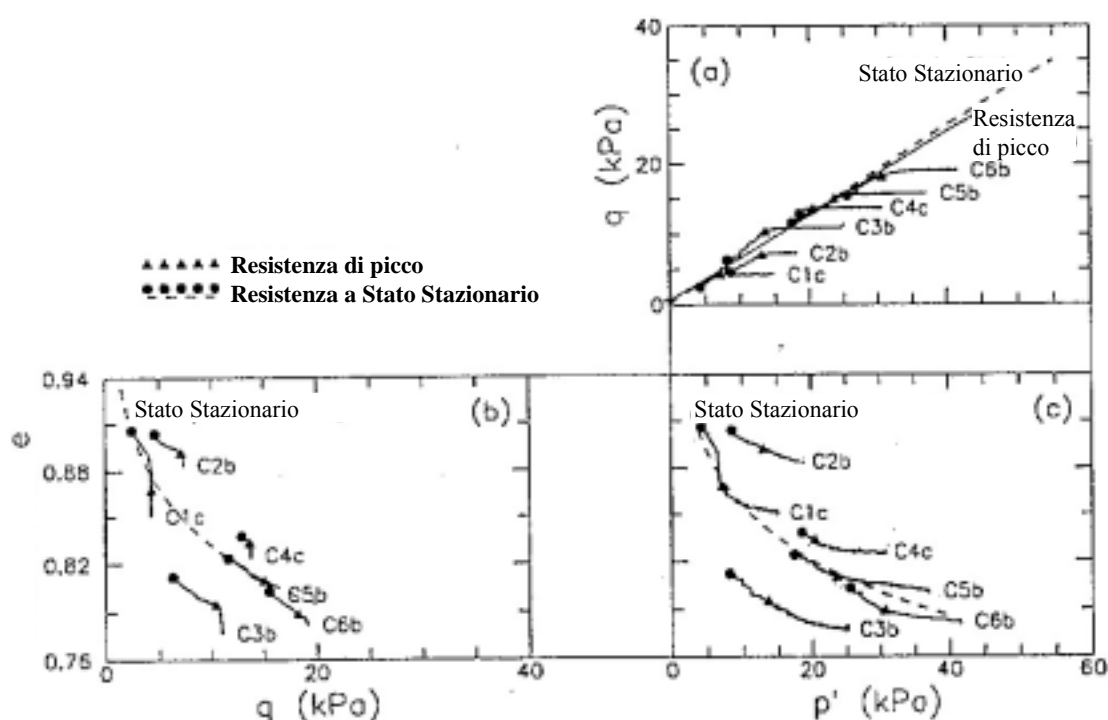


Figura 2.13 - Risultati di prove CSD sulle sabbie di Briones Park (da Anderson e Sitar, 1995).

Questi risultati appaiono differenti da quelli descritti precedentemente. Tuttavia occorre osservare che la sperimentazione di Anderson e Sitar (1995) fu eseguita su campioni indisturbati con porosità come si può rilevare dai valori dell'indice dei pori di fine consolidazione, variabili tra 0.78 e 0.89 (fig. 2.13).

Le considerazioni di Anderson e Sitar sono state riprese ed approfondite da Chu et al. (2001), che hanno analizzato il comportamento di terreni granulari sog-

getti a riduzione della tensione efficace di confinamento sotto sforzo deviatorico costante. Essi osservano che il comportamento del terreno, e soprattutto la suscettività a liquefare, deve essere investigato basandosi sui parametri di stato all'inizio della fase di rottura e non sui valori iniziali. Questo è efficacemente dimostrato dalla figura 2.14, dove si riportano differenti situazioni in cui sia la tensione iniziale media efficace (punti indicati con I) che quella alla fine di una fase di rigonfiamento per riduzione della tensione media (punti indicati con Y), sono uguali, mentre diverso è l'indice dei pori iniziale.

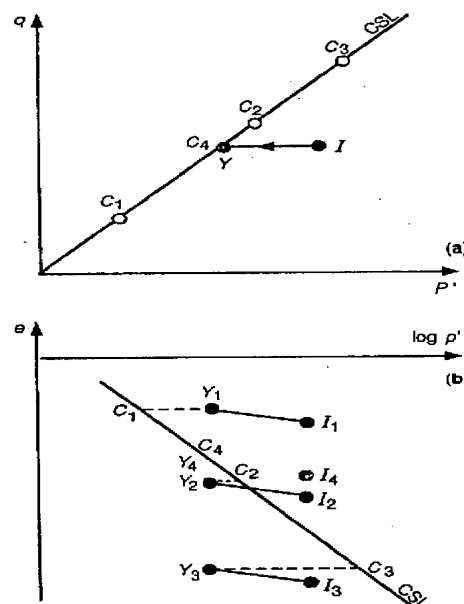


Figura 2.14 - Influenza delle porosità di fine consolidazione sulla risposta non drenata (da Chu et al., 2001).

In alcuni casi le colate di fango interessano terreni parzialmente saturi.

Il complesso processo meccanico che può determinare la formazione di colate di fango in terreni sciolti parzialmente saturi è stato ulteriormente descritto ed approfondito da Olivares (2001). Secondo l'Autore tale processo è caratterizzato dalle seguenti fasi: incremento del grado di saturazione dovuto all'infiltrazione, degradazione meccanica del terreno dovuta alla riduzione dell'intercetta di coesione legata alla suzione, collasso volumetrico dovuto alla saturazione, passaggio da una condizione drenata ad una non drenata, liquefazione.

Per verificare tale ipotesi, Olivares (2001) ha effettuato specifiche prove triassiali drenate di *wetting* in cui provini naturali di sabbia di natura vulcanica parzialmente saturi vengono consolidati sotto uno stato di sollecitazione anisotropo a cui è associato uno sforzo deviatorico leggermente maggiore di quello di rottura in condizioni di completa saturazione, e sono quindi messi in contatto con acqua. In tal modo, il processo di infiltrazione viene simulato attraverso la progressiva saturazione del provino sotto sollecitazione netta e deviatorica costante fino alla rottura. La riduzione della suzione viene imposta con una velocità molto bassa (pari a 1kPa/h) al fine di mantenere il processo drenato. In figura 2.15 vengono mostrati i risultati di una prova eseguita su di un provino caratterizzato da un indice di porosità pari a 1.7, un grado di saturazione del 65% ed una suzione di 82kPa. La figura riporta gli andamenti delle deformazioni assiali, radiali e volumetriche in funzione del grado di saturazione.

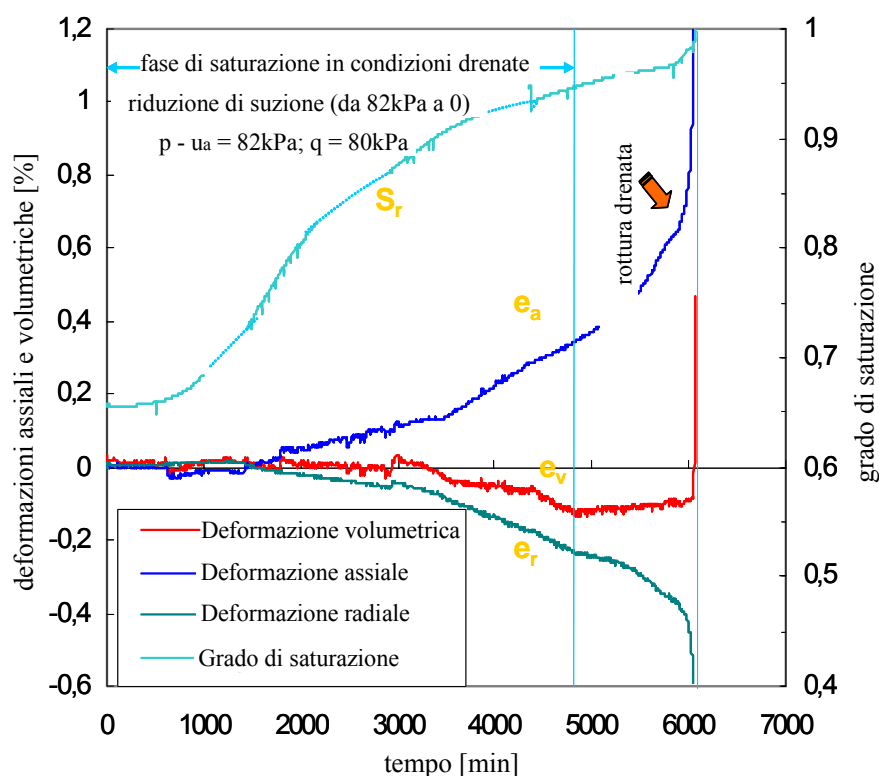


Figura 2.15 - Risultati di prove di wetting in cella Bishop a suzione controllata (da Olivares, 2001).

In corrispondenza di un grado di saturazione pari a circa il 95%, si innesca il processo di rottura durante il quale non si osservano ulteriori variazioni di volume nel provino, mentre le deformazioni assiali e radiali subiscono una brusca accelerazione: questo confermerebbe l'ipotesi di una rottura non drenata. Nel caso dei versanti naturali, questo avviene per determinati valori critici della pendenza (cfr. cap II).

In sito le condizioni iniziali ed i percorsi di sollecitazione sono diversi da punto a punto e la rottura può intervenire in tempi e con modalità differenti. Dietrich e Sitar (1997) e Anderson e Sitar (1995) suggeriscono che la formazione di una colata si possa sviluppare attraverso un processo di rottura progressiva.

Oltre che da fenomeni di rapido trasferimento di tensioni, una colata di fango potrebbe essere innescata dall'applicazione di un carico non drenato esterno quale ad esempio l'impatto di masse di terreno in frana provenienti dalle zone di monte su depositi in condizioni di pressoché totale saturazione, come ipotizzato da Brand (1981), Sassa (1984), Hutchinson (1988).

2.4 - ESPERIENZE SU MODELLI FISICI IN SCALA RIDOTTA

Vari Autori (Iverson e LaHusen, 1989; Eckersley, 1990; Spence e Guymer, 1997; Wang e Sassa, 2001) affrontano lo studio dell'innescamento delle colate mediante prove su modelli fisici.

Poiché le finalità di tali indagini sono molteplici, la realizzazione di tali modelli ha seguito criteri differenti. Per questo motivo non tutte le sperimentazioni riportate in letteratura sono sempre confrontabili.

L'analisi bibliografica ha evidenziato due principali filoni di ricerca: l'uno dedicato alla modellazione dei flussi granulari asciutti (Savage, 1979; Hungr e Mergestern, 1984a; Savage e Hutter, 1989), l'altro alla modellazione di miscugli solido-liquido. In quest'ultimo caso, la maggior parte delle esperienze è basata su di un approccio idraulico, concentrato principalmente sull'analisi della fase di flusso, trascurando l'influenza che l'innescamento può avere sullo sviluppo del moto. Esistono comunque esperienze nelle quali è stato realizzato un pendio modello e la colata è

stata innescata da un fenomeno di rottura determinato da un incremento delle pressioni neutre.

Alcune di tali esperienze vengono descritte nel seguito. Tali esperienze hanno il merito di fornire utili indicazioni sulla meccanica dell'innescò, non ottenibili con indagini di campo in vera grandezza.

- L'esperienza di Iverson e LaHusen (1989)

La sperimentazione è stata svolta sia tramite un modello analogico che un modello di fisico che ha mirato ad indagare la generazione di pressioni neutre indotte da rapide deformazioni di taglio.

Il modello analogico è stato realizzato mediante due blocchi rigidi ciascuno costituito da cilindri in materiale sintetico del diametro di 19mm incollati gli uni agli altri. Il sistema così ideato è stato sommerso in acqua, e, lungo la superficie di contatto tra i due blocchi, è stato imposto uno spostamento relativo con velocità costante (fig. 2.16). Secondo gli Autori tale modellazione è in grado di riprodurre in maniera essenziale quanto accade in un sistema particellare saturo lungo una determinata superficie di scorrimento. In tre pori, situati a differente distanza dalla superficie di scorrimento imposta, sono state misurate le pressioni neutre tramite trasduttori miniaturizzati (fig. 2.16). Allo stesso tempo, al procedere della deformazione è stata osservata la reciproca posizione delle barrette mediante una macchina fotografica.

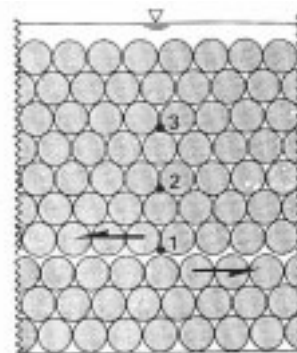


Figura 2.16 - Sezione trasversale schematica del modello analogico e posizione dei trasduttori di pressione (da Iverson e LaHusen, 1989).

In figura 2.17 sono riportati i valori delle pressioni interstiziali registrati nei tre punti di misura. Si osservano fluttuazioni cicliche delle pressioni, caratterizzate da incrementi elevati e stabili in un arco di tempo di circa 1 decimo di secondo intervallati da picchi negativi di pressione.

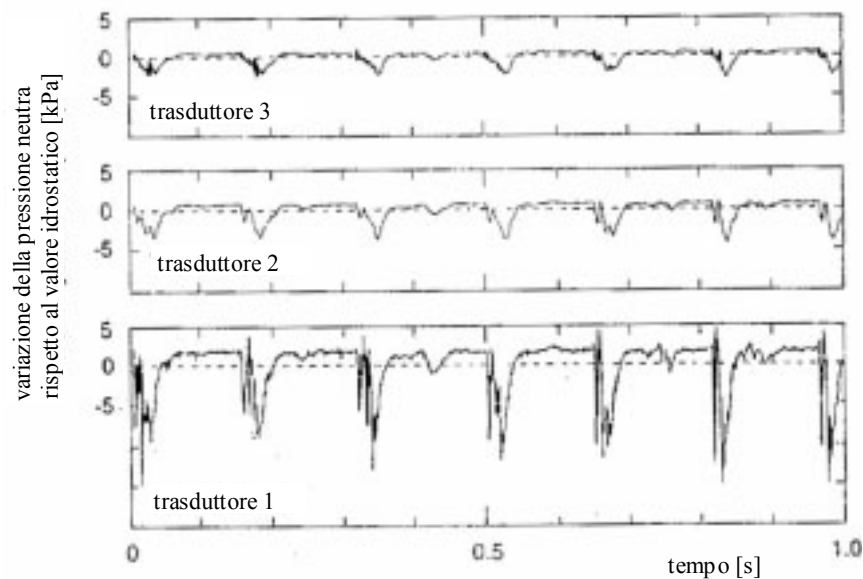


Figura 2.17 - Pressioni neutre misurate nei punti 1, 2 e 3 di figura 2.31 durante un esperimento con velocità di scorrimento di 0.118m/s (da Iverson e LaHusen, 1989).

I valori più elevati (maggiori di quelli dettati dalle condizioni idrauliche al contorno) sono stati registrati in corrispondenza del distacco del blocco superiore da quello inferiore, con perdita di reciproco contatto a causa delle pressioni neutre generate, capaci di sostenere il peso del blocco. I picchi di pressione negativa sono stati registrati allorché il blocco superiore è tornato nuovamente in contatto con quello sottostante. L'entità delle variazioni di pressione è risultata via via più modesta al crescere della distanza dalla zona di taglio. Gli Autori osservano che il fenomeno della generazione di onde di pressione può essere interpretato per via teorica ricorrendo ad un parametro adimensionale R che è funzione della permeabilità e della rigidezza del mezzo, della viscosità del fluido, della velocità di scorrimento intergranulare e di una lunghezza di riferimento. In sostanza il parametro R è il rapporto tra due scale di tempi: la prima rappresentativa della dilatazione e

contrazione dello scheletro solido, e dunque del tempo di generazione delle sovrappressioni neutre, la seconda rappresentativa della dissipazione delle pressioni alla distanza di riferimento.

In una seconda serie di esperimenti, condotti su pendii modello ricostituiti con sabbie uniformi di origine granitica, gli Autori hanno provato che, anche durante le rapide deformazioni di taglio che si sviluppano durante lo sviluppo di una colata, possono generarsi analoghe onde di pressioni neutre, seppure caratterizzate da un maggiore periodo di fluttuazione. Il pendio modello lungo 10m, largo 4m e di spessore pari ad 1m, ha una pendenza di 30°. La rottura è stata innescata attraverso un sistema di riproduzione della pioggia. Sono state eseguite misure di pressioni neutre a tre differenti profondità (0.5, 0.7 e 0.9m) (fig. 2.18) lungo diverse verticali; sono state effettuate misure di spostamento con estensimetri e *strain-gage*.

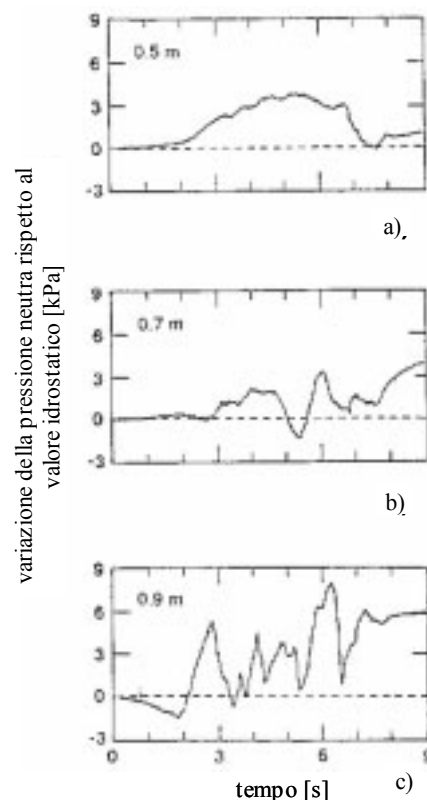


Figura 2.18 - Pressioni neutre misurate nel corso di una colata artificiale alla profondità di : a) 50cm; b) 70cm; c) 90cm (da Iverson e LaHusen, 1989).

Durante la fase di pre-rottura è stato osservato un lento fenomeno di creep contraddistinto da deformazioni localizzate lungo una banda di taglio a profondità comprese tra gli 80 ed i 95cm. Durante tale fase non si sono avute variazioni di pressioni neutre che invece sono state registrate pochi istanti prima della rottura generale. In particolare, il trasduttore posizionato nelle immediate vicinanze della zona di taglio (fig. 2.18c) ha segnalato dapprima una riduzione di pressione, probabilmente connessa ad un fenomeno di dilatanza, mentre successivamente sono stati osservati rapidi incrementi e poi fluttuazioni delle pressioni neutre. A differenza di quanto osservato nel modello analogico, le pressioni non oscillano attorno ad un valore costante, ma tendono ad aumentare nel tempo raggiungendo valori tali da sostenere il peso del materiale sovrastante. Anche in questo caso il fenomeno va smorzandosi con la distanza dalla banda di taglio. In questa fase le velocità sono aumentate da 1mm/s a circa 1m/s.

Secondo gli Autori, dunque, le rapide deformazioni di taglio indotte dalla rottura producono variazioni di pressioni neutre e queste modificano in maniera significativa le interazioni tra i grani: al limite, questi possono perdere contatto determinando l'annullamento della continuità dello scheletro solido. In questo caso, lo spostamento relativo tra le particelle avviene non più in regime attritivo ma in regime collisionale che si accompagna alla fluidificazione del terreno.

- L'esperienza di Eckersley (1990)

Eckersley (1990) ha realizzato un modello fisico di pendio per lo studio dei fenomeni di colata in depositi di scarti di miniera.

L'apparato di prova è costituito dal canale mostrato in figura 2.19. La geometria e le dimensioni del modello sono state studiate in modo da limitare gli effetti di scala. Le prime cinque prove sono state monitorate tramite piezometri idraulici che, però, hanno mostrato tempi di risposta inadeguati rispetto ai rapidi incrementi di pressioni neutre che si verificano durante la fase di rottura. Il sistema è stato poi migliorato disponendo otto trasduttori di pressioni neutre con tempi di risposta molto più rapidi, di cui sette sistemati sul fondo del canale, lungo la mezzzeria, ed uno all'interno del terreno. Sono state, inoltre, utilizzate tre celle di carico in grado di

misurare le tensioni totali. Tutte le prove sono state filmate tramite due telecamere, una disposta frontalmente e una lateralmente al pendio.

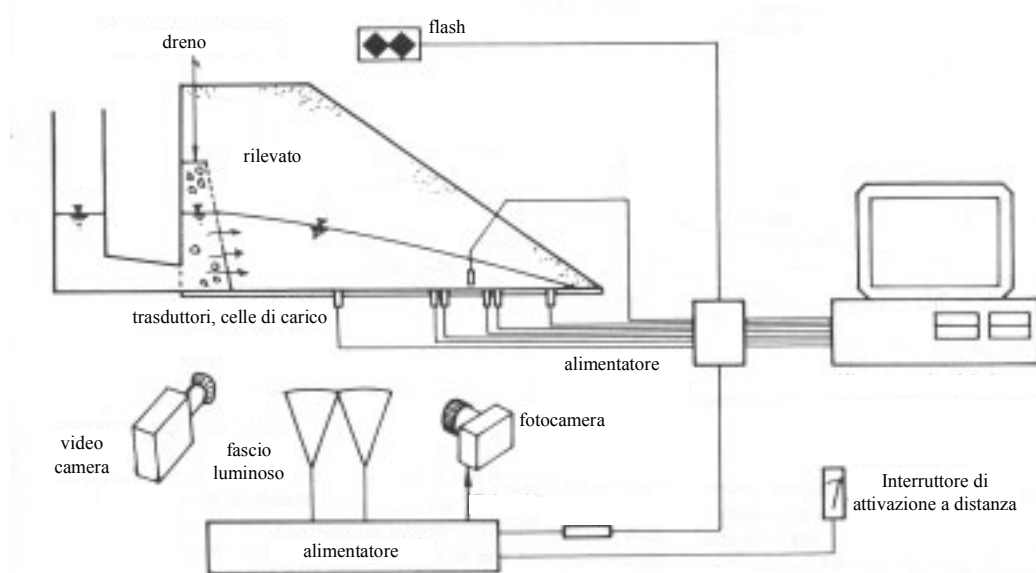


Figura 2.19 - Strumentazione di prova (da Eckersley, 1990).

Tabella 2.1 – Proprietà fisiche e meccaniche del terreno utilizzato.

$\gamma_s = 1,34 \text{ g/cm}^3$;	$\gamma = 0,8 - 1,1 \text{ g/cm}^3$;	$n = 0,55$
$\phi' = 24^\circ - 30^\circ$ per terreno ricostituito sciolto;	$\phi' = 40^\circ$ per terreno ricostituito denso	
$w = 11 - 14 \%$ per terreno ricostituito sciolto;	$w = 8 - 12 \%$ per terreno ricostituito denso	

Il materiale utilizzato nella sperimentazione è costituito da detrito di carbone prelevato da diverse cave nel nord dell'Australia dove si erano manifestati fenomeni di colata. La composizione granulometrica del carbone usato si estende dalle sabbie fini alle ghiaie. Le principali proprietà di questo terreno sono riportate in tabella 2.1.

Il pendio presentava una scarpa con pendenza pari a 36° per cui la sezione longitudinale ha la forma di un trapezio rettangolo (fig. 2.19). Il fenomeno di rottura è stato indotto immettendo acqua nel modello attraverso tre diffusori posti alle spalle della scarpata ed alimentati da un serbatoio a carico costante.

Sono stati eseguiti due diversi tipi di prove: nel primo gruppo di esperimenti, si è studiato il cinematismo di collasso e l'influenza della densità iniziale su di esso; nel secondo tipo di prove (tre in tutto) sono stati analizzati gli stati tensionali e l'andamento delle pressioni neutre durante la fase di rottura e di generazione della colata.

La geometria del modello è tale che la rottura si sviluppa a partire dal piede. Il successivo sviluppo della colata è avvenuto secondo differenti modalità a seconda della densità iniziale del terreno. Nei depositi inizialmente sciolti la rottura si è manifestata nell'arco di pochi secondi attraverso la formazione di una o più superfici di scorrimento a sviluppo retrogressivo; la successiva evoluzione è stata del tipo colata che si è propagata con una velocità di circa 1m/s. Nel caso di materiale denso, invece, la rottura è avvenuta in alcune ore con scorrimenti avvenuti in fasi successive; il movimento post-rottura ha assunto velocità di circa un ordine di grandezza inferiore.

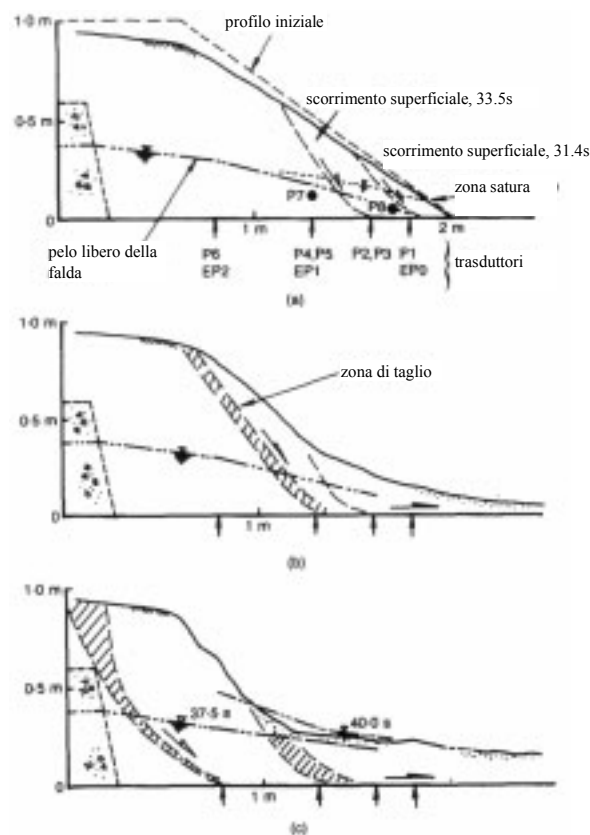


Figura 2.20 - Prova n. 7. Fasi di rottura: a) stadio 1; b) stadio 2; c) stadio 3 (da Eckersley, 1990).

L'Autore riporta dettagliatamente solo i risultati dell'esperimento n.7, eseguito su terreno avente un indice di porosità iniziale di circa 0.85. Durante le prime fasi di saturazione si osserva un'evidente variazione del profilo del modello (fig. 2.20a) a causa del collasso volumetrico indotto dalla progressiva saturazione del terreno. La rottura si è manifestata in tre stadi nell'arco di circa 4 secondi, ed è iniziata con la formazione di due distinte superfici di scivolamento che hanno coinvolto la sola zona di piede della scarpata. L'ultimo stadio della rottura, caratterizzato dalla formazione di una superficie di scorrimento profonda situata nella zona di monte (fig. 2.20c), ha originato una colata di fango che ha percorso circa 4m prima di arrestarsi.

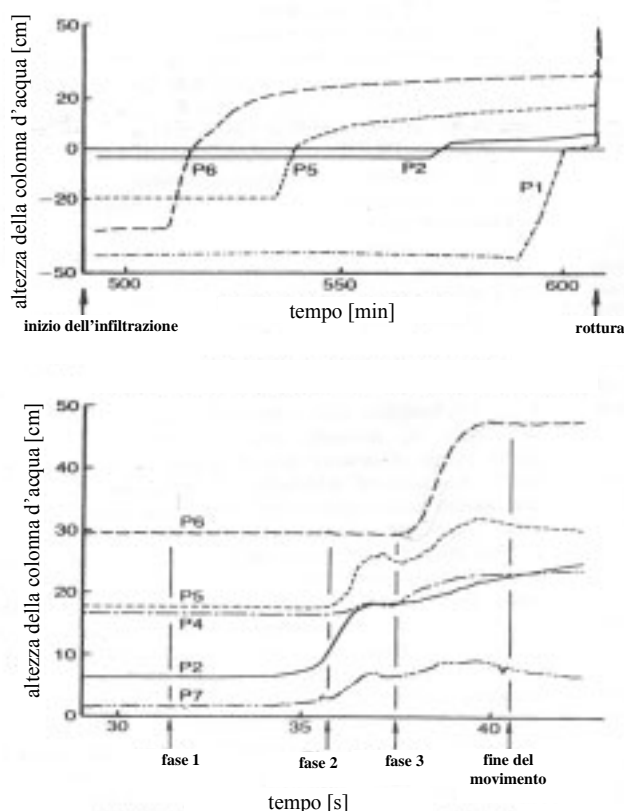


Figura 2.21 - Misure di pressioni neutre nel corso della prova n.7 (da Eckersley, 1990).

Le misure di pressioni neutre, riportate in figura 2.21, mostrano che la fase di saturazione è avvenuta gradualmente fino alla rottura. In particolare, nell'istante in cui si verifica la prima rottura tutti i trasduttori indicano la completa saturazione

della base del deposito. Significativi e rapidi incrementi di pressioni neutre vengono registrati da tutti i trasduttori tranne il n.6, quando si verifica la seconda fase della rottura. All'inizio della terza fase si registrano ulteriori incrementi di pressione. Si osservi che la generazione delle sovrappressioni neutre avviene sempre alcuni istanti dopo l'inizio del movimento. È interessante notare che gli incrementi di pressione neutra non sono stati registrati dai trasduttori collocati al di fuori delle zone coinvolte dallo scorrimento. Nel corso della prova n.8, che è stata caratterizzata da un fenomeno di rottura ben più esteso che ha interessato tutto il rilevato, l'incremento di pressioni neutre nella fase post-rottura, è stato misurato da tutti i trasduttori.

Dai risultati ottenuti, Eckersley conclude che la rottura è cominciata essenzialmente in condizioni statiche e drenate e che l'incremento di pressione neutra è essenzialmente dovuto alle distorsioni prodotte dal movimento: la sovrappressione neutra è quindi una conseguenza del processo di rottura e non la causa. Eckersley è il primo a dimostrare, quindi, che il fenomeno di instabilità non drenata del terreno, che in alcuni casi arriva a liquefare, caratterizza la fase post-rottura. Secondo l'Autore la massa in frana si arresta quando assume un profilo appiattito, nel momento in cui cioè le forze instabilizzanti esterne si riducono, piuttosto che per un incremento delle tensioni efficaci interne alla massa dovuto al processo di consolidazione (non si osserva dalle misure di pressione riportate in figura 2.21 alcun fenomeno di dissipazione delle pressioni neutre).

Individuando nel piano di compressione, per i vari esperimenti, i valori dell'indice di porosità e di tensione media efficace ad inizio prova ed alla fine della fase di saturazione, l'Autore ha controllato la disposizione dei punti sperimentali rispetto alla linea di Stato Stazionario ricavata da prove CIU eseguite sullo stesso materiale (fig. 2.22). In particolare l'indice di porosità e la tensione media efficace sono stati riferiti ad un punto alla base del rilevato laddove è massima l'altezza del rilevato: la tensione media efficace è stata valutata assumendo che la tensione orizzontale sia la metà di quella verticale; l'indice di porosità alla fine della fase di saturazione è stato desunto dagli abbassamenti del piano campagna.

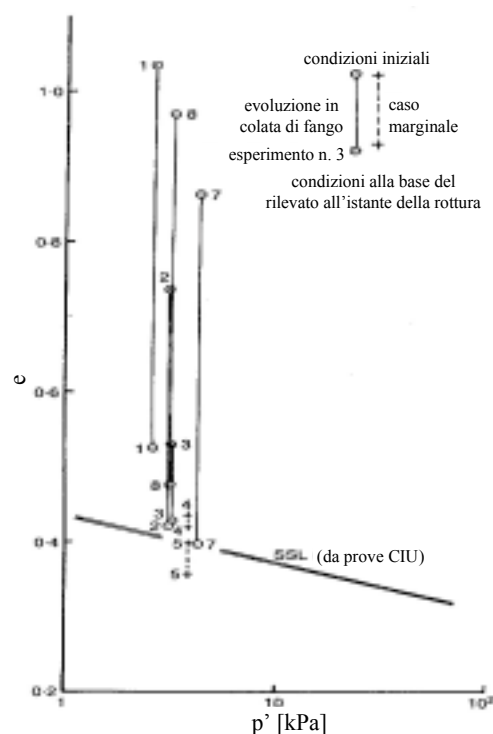


Figura 2.22 - Diagramma di stato ricavato nelle prove su modello fisico e linea di stato stazionario (SSL) desunta da prove CIU sugli stessi materiali (da Eckersley, 1990).

Eckersley evidenzia che laddove i punti rappresentativi dello stato del materiale prima della rottura si trovino a destra della SSL si verifica un'evoluzione in colata di fango; è questo il caso degli esperimenti 1,3,7 e 8 dove il deposito ricostituito era sciolto. Invece, quando detti punti si trovano a sinistra della SSL o molto prossimi ad essa, come nel caso degli esperimenti 4 e 5 dove il terreno è stato addensato, non si è avuto un chiaro sviluppo in colata.

I risultati della sperimentazione svolta da Eckersley hanno, dunque, confermato che esiste una correlazione tra la suscettibilità del terreno ad evolvere in colata ed il suo stato iniziale.

Oltre agli importanti contributi forniti nella comprensione della meccanica del processo di formazione delle colate di fango, il modello di Eckersley fornisce delle utili indicazioni per una corretta metodologia sperimentale per la riproduzione in piccola scala di colate originate di fango.

- L'esperienza di Deangeli (1997)

Deangeli ha utilizzato un canale a pendenza variabile fino ad un valore massimo di 18° , ed un sistema idraulico capace di simulare una pioggia. Mediante un serbatoio posto nella parte di monte del canale è possibile innescare un moto di filtrazione nel deposito. Il canale, realizzato con pareti in vetro, ha larghezza di 1m e lunghezza di 7m (fig. 2.23).

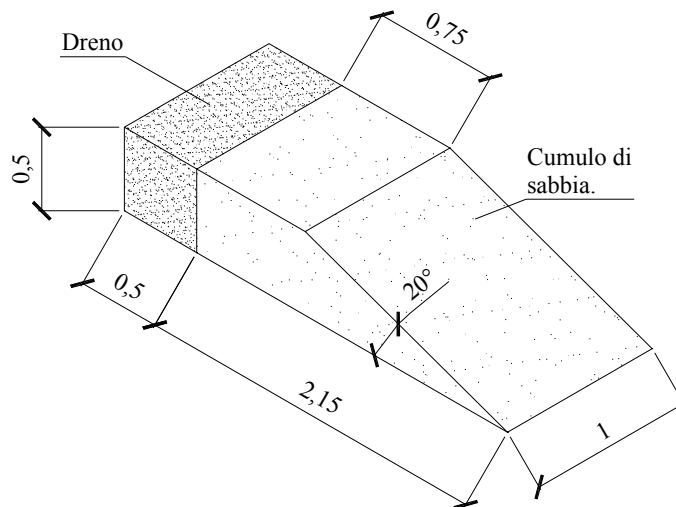


Figura 2.23 - Modello utilizzato da Deangeli (1997).

Il fondo del canale è stato ricoperto da un telo catramato sul quale è incollato uno strato di ghiaia a spigoli vivi in maniera da ottenere un interfaccia attritiva. Il monitoraggio è stato affidato a due telecamere, una in posizione frontale, l'altra in posizione laterale, e ad una fotocamera ad elevata risoluzione. In particolare, attraverso fotogrammi scattati ogni 0.25 secondi, si è investigata la microstruttura del terreno nella fase evolutiva del processo di rottura. Il terreno è stato ricostituito in strati mediante una tramoggia; quindi, è stato lievemente compattato fino a raggiungere la densità relativa desiderata ($D_r \cong 48\%$).

La sperimentazione è svolta mediante due sabbie uniformi a granulometria variabile da medio-fine a medio-grossa. Si tratta quindi di un materiale incoerente il cui angolo di attrito è di circa 36° . In tabella 2.2 sono riportati il peso specifico ed i pesi dell'unità di volume del terreno così come è stato messo in opera.

Tabella 2.2 - Caratteristiche del materiale utilizzato da Deangeli (1997).

Materiale	γ_s (kN/m ³)	γ_{dmin} (kN/m ³)	γ_{dmax} (kN/m ³)
Sabbia A	26.60	12.80	15.62
Sabbia B	26.45	12.47	15.20

Per indagare l'influenza del tipo di rottura sul flusso, l'Autore ha messo a punto due differenti metodologie di prova. Nel primo caso la falda è stata innalzata a causa dell'infiltrazione dell'acqua determinata dalla pioggia. Nel secondo caso la falda è stata regolata sia attraverso l'apporto d'acqua dal serbatoio di monte sia mediante il sistema di pioggia artificiale.

In entrambi i casi la rottura è avvenuta secondo più superfici di scorrimento secondo un meccanismo retrogressivo (fig. 2.24). Tuttavia, nel primo tipo di prova gli scivolamenti sono stati relativamente lenti e la mobilitazione di ciascuno di essi è avvenuta dopo che quello precedente si era quasi del tutto esaurito. Nel secondo tipo di prova la rottura è avvenuta nello stesso modo ma il collasso è stato più rapido.

In generale il fenomeno di rottura è cominciato con la formazione di fratture sub-verticali nella parte sommitale del pendio, che si sono propagate verso il piede. Gli scivolamenti successivi al primo si sono manifestati più rapidamente e sono evoluti prima in colata. La velocità superficiale, misurata sia nella mezzeria che lungo le pareti del canale, ha raggiunto valori compresi rispettivamente tra 0.5 e 0.8 nella zona centrale e tra 1.0 e 1.5m/s sui bordi.

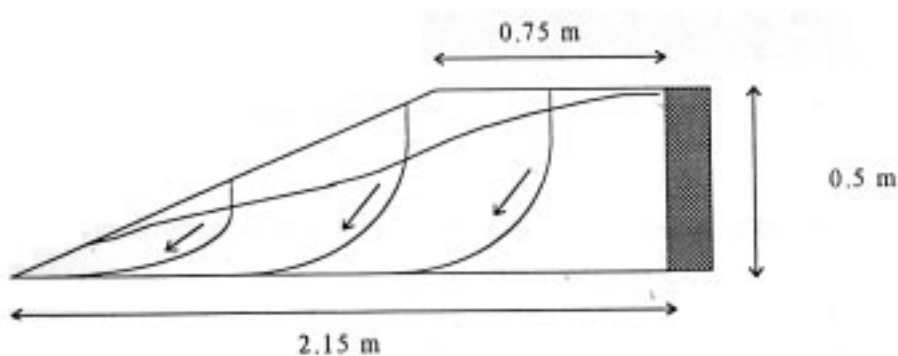


Figura 2.24 - Meccanismo di rottura osservato nella sperimentazione (da Deangeli, 1997).

Dopo il collasso il moto è stato caratterizzato dalla formazione di successive ondate di fango. Analizzando le riprese effettuate in una sezione posta ad una progressiva di circa 6m, è stato possibile distinguere, a partire dall'alto: uno strato d'acqua dello spessore di circa 3mm contenente particelle di sabbia in sospensione; uno strato di circa 2cm in cui il movimento è contraddistinto da un regime collisionale delle particelle; uno spessore di materiale di circa 2cm che trasla senza apprezzabili deformazioni interne; uno strato di base con spessore medio di 4cm praticamente fermo.

Non avendo dati sul regime tensionale l'Autore dà un'interpretazione di tali fenomeni in base alle sole osservazioni visive. In particolare, suggerisce che il materiale è stato interessato da un fenomeno di liquefazione con generazione di sovrappressioni neutre capaci di sostenere il moto. La trasformazione del movimento da flusso a scivolamento si è verificata laddove si è determinata la riformazione dei contatti intergranulari.

- L'esperienza di Wang e Sassa (2001)

Wang e Sassa hanno messo a punto un sistema per lo studio in piccola scala di colate indotte da piogge artificiali. Scopo principale della sperimentazione è stato quello di indagare l'influenza che la porosità iniziale, lo spessore del pendio e il contenuto di fine del terreno possano avere sul cinematismo di rottura, l'eventuale generazione di sovrappressioni neutre e la velocità del fenomeno risultante.

L'apparecchiatura sperimentale utilizzata è mostrata in figura 2.25: essa è costituita da un canale in perspex con pareti trasparenti di larghezza pari a 24cm, di altezza di 15cm e di lunghezza di 180cm. Sul fondo del canale sono incollati grani di sabbia silicea per ottenere un elevato angolo di attrito di base (stimato intorno ai 28°), ed evitare la formazione di una superficie di scivolamento preferenziale.

La strumentazione utilizzata è consistita in un unico trasduttore di pressione neutra collocato sul fondo del canale, ad una distanza di 45cm dalla parete di monte, ed in un sistema per la misura degli spostamenti del terreno alla base della canaletta e messo a punto dagli Autori. Quest'ultimo è costituito da una sfera di polistirolo dal peso di 0.1g e del diametro di 2cm disposta alla base del pendio:

essendo molto leggera, una volta seppellita nel terreno, la sfera diventa solidale con esso e ne segue gli spostamenti. La sfera è collegata tramite un filo indeformabile molto sottile ad un sistema di carrucole e contrappesi cui è connesso un trasduttore di spostamenti lineare avente fondo scala di 100mm e precisione di 1mm. Una precisione migliore nella misura degli spostamenti è stata ottenuta grazie ad un trasduttore laser in grado di apprezzare spostamenti dell'ordine di 0.015mm.

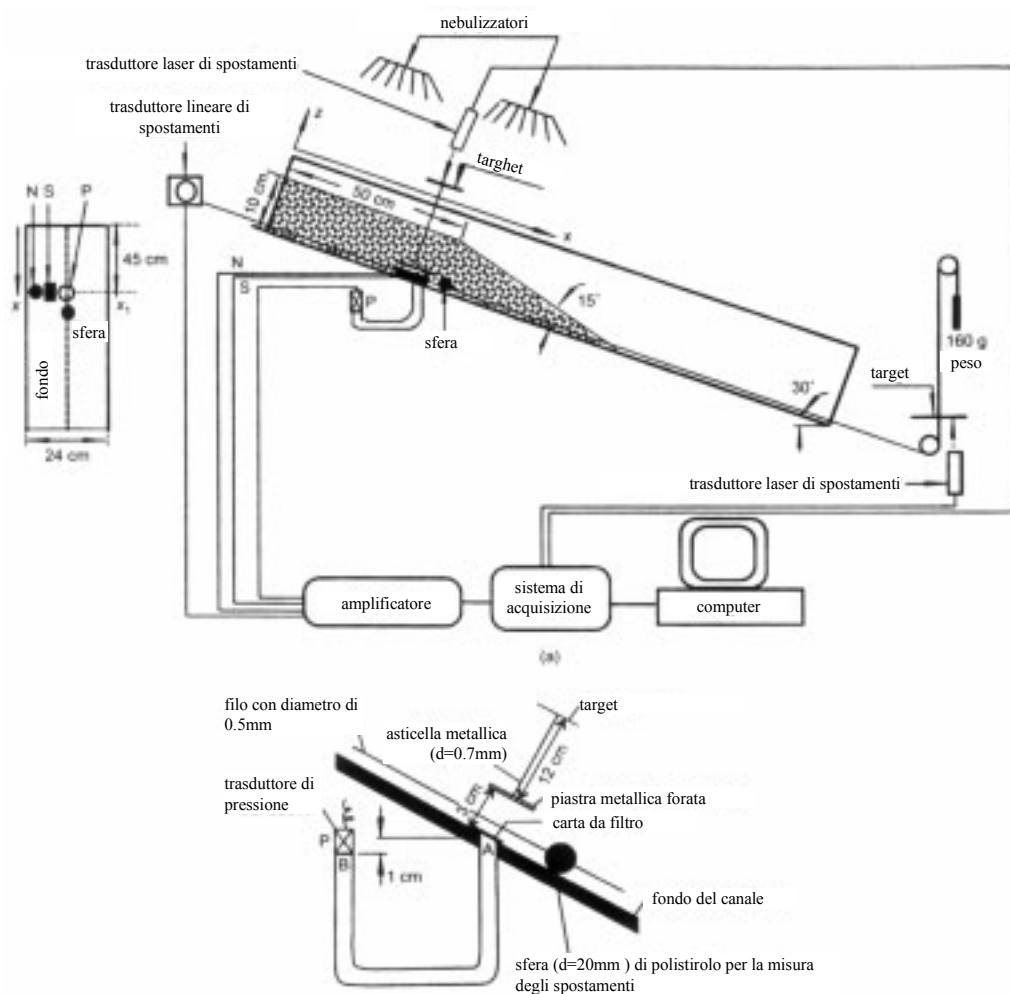


Figura 2.25 - Apparecchiatura sperimentale utilizzata da Wang e Sassa (2001).

Tutte le prove sono state registrate mediante una telecamera disposta lateralmente al canale.

Il terreno utilizzato è un limo con sabbia (denominato *silica sand n.8*) cui è stato aggiunto in tre prove rispettivamente il 10%, il 20% ed il 30% in peso di loess (limo argilloso). Le principali caratteristiche dei due terreni sono riportate in tabella 2.3.

Tabella 2.3 - Proprietà fisiche e meccaniche dei terreni utilizzati nella sperimentazione.

Terreno	d_{50} [mm]	U	e_{max}	e_{min}	G_s	ϕ [°]
<i>Silica sand</i>	0.057	10.2	1.66	0.85	2.63	33.4
<i>Loess</i>	0.019	16.9	1.83	0.92	2.72	-

Le prove sono state eseguite dopo aver disposto il terreno con un contenuto d'acqua noto nel canale fino a ricostituire uno strato di altezza pari a 10cm o a 12cm e lunghezza complessiva di circa 90cm, e dopo aver sagomato il piede come illustrato in figura 2.25. Il canale è stato inclinato fino a 30°, angolo di poco inferiore all'angolo d'attrito del terreno, e si è avviata la simulazione della pioggia fino ad innescare la rottura del pendio. A tal fine sono stati adottati due erogatori che assicuravano una pioggia costante di intensità pari a 1.7mm/min.

Gli Autori mostrano che il comportamento del deposito è fortemente influenzato sia dalla densità iniziale I_d (pari a $(e_{max}-e)/(e_{max}-e_{min})$), come già evidenziato da Eckersley (1990), che dalla percentuale di fino.

Non si è osservata, invece, una significativa influenza dello spessore dello strato sul cinematismo di rottura.

Per quel che riguarda l'influenza della densità iniziale, si sono distinti due comportamenti differenti, indicati come tipo A, caratteristico dei terreni molto sciolti ($-0.25 \leq I_d \leq 0.30$) e tipo B, relativo a depositi più densi ($0.30 < I_d \leq 0.46$), in ciascuno dei quali il processo che conduce alla rottura ed all'evoluzione in colata può essere distinto nelle fasi principali di seguito descritte.

- Saturazione. Il processo d'infiltrazione non è stato monitorato con alcun trasduttore. L'avanzamento del fronte umido è stato osservato attraverso le pareti laterali del canale. Per terreni di porosità maggiore (prove tipo A) tale fase è

stata caratterizzata da un rilevante collasso volumetrico che invece non è stato osservato negli altri casi (prove tipo B).

- Pre-rottura. Dopo che il fronte umido ha raggiunto la base del modello si sono iniziati a manifestare degli scorrimenti retrogressivi localizzati al piede del pendio. Contemporaneamente si sono registrate deformazioni di taglio lungo la base che sono risultate di entità maggiore nei depositi più sciolti.
- Rottura e post-rottura: Nelle prove tipo A la rottura ha coinvolto l'intero deposito e la massa si è mobilitata con caratteristiche cinematiche tipiche di un fluido; dalle registrazioni video gli Autori hanno riportato che il profilo delle velocità è decrescente a partire dalla superficie verso il fondo. L'evoluzione del fenomeno è stata dunque del tipo colata. Le prove tipo B sono state invece caratterizzate da una rottura retrogressiva che ha coinvolto in differenti istanti di tempo diverse porzioni del pendio.

Nel corso di tutte le prove, comunque, in seguito alla rottura, si sono generate sovrappressioni neutre la cui entità è anch'essa dipendente dalla porosità iniziale del deposito. In figura 2.26 sono diagrammati gli spostamenti orizzontali e le pressioni neutre, nel corso di una prova immediatamente prima e dopo la rottura. La figura mostra che prima della rottura vi è stato un graduale incremento della pressione interstiziale dovuto essenzialmente alla formazione di un battente d'acqua alla base dello strato. È solo in corrispondenza della mobilitazione della frana, segnalata dal repentino incremento degli spostamenti orizzontali, che si è registrato un notevole innalzamento del valore della pressione, che ha raggiunto un massimo pari a circa tre volte quello che si leggeva all'inizio della fase di rottura. Si noti che dopo aver raggiunto il valore massimo le pressioni hanno presentato un andamento oscillatorio; ciò, però, è durato solo poche frazioni di secondo, dopodiché si è avuto un rapido abbattimento della pressione neutra. Gli incrementi improvvisi delle pressioni indicano che si è verificato un processo deformativo non drenato o parzialmente non drenato che ha condotto alla progressiva perdita di resistenza a taglio del materiale. La riduzione, altrettanto rapida, della pressione neutra, registrata dal trasduttore, è essenzialmente legata alla riduzione dell'altezza di terreno sovrastante il trasduttore ed al processo di dissipazione. Tuttavia, appare anomalo

che le pressioni si annullino completamente, a meno che al di sopra del trasduttore non vi sia più alcuno strato di terreno.

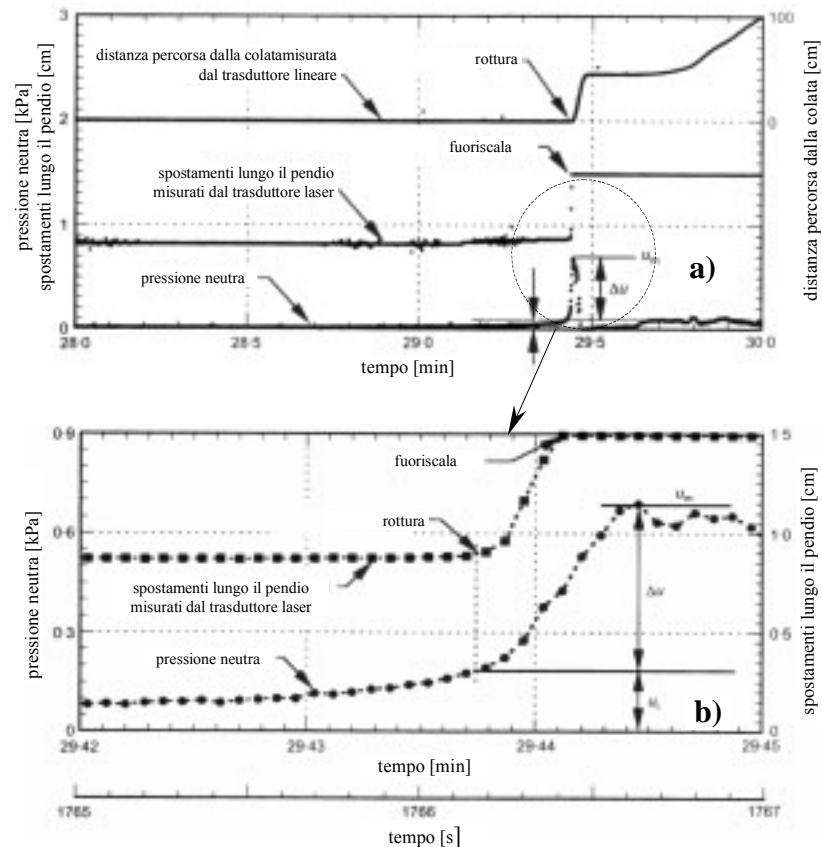


Figura 2.26 - Andamento delle pressioni neutre e dello spostamento alla base dello strato nel corso di una prova (da Wang e Sassa, 2001).

Non si conoscono le pressioni neutre all'interno del terreno che, dopo aver percorso una distanza di alcuni decimetri, ha iniziato a decelerare. Probabilmente si è verificata una riduzione delle forze instabilizzanti legata alla variazione della geometria del pendio, ma nulla può dirsi sull'eventuale dissipazione delle pressioni neutre.

Analizzando l'effetto che la porosità iniziale, rappresentata dall'indice di densità iniziale I_d , ha sulle sovrappressioni neutre (fig. 2.27), gli Autori hanno rilevato un valore massimo in corrispondenza di un determinato valore della densità iniziale (indicato con I_{dm}). Per valori di I_d maggiori, ossia per depositi ricostituiti a porosità più

elevate, le sovrappressioni sono risultate di entità minore. Tale valore di I_d è, inoltre, dipendente dalla geometria del pendio.

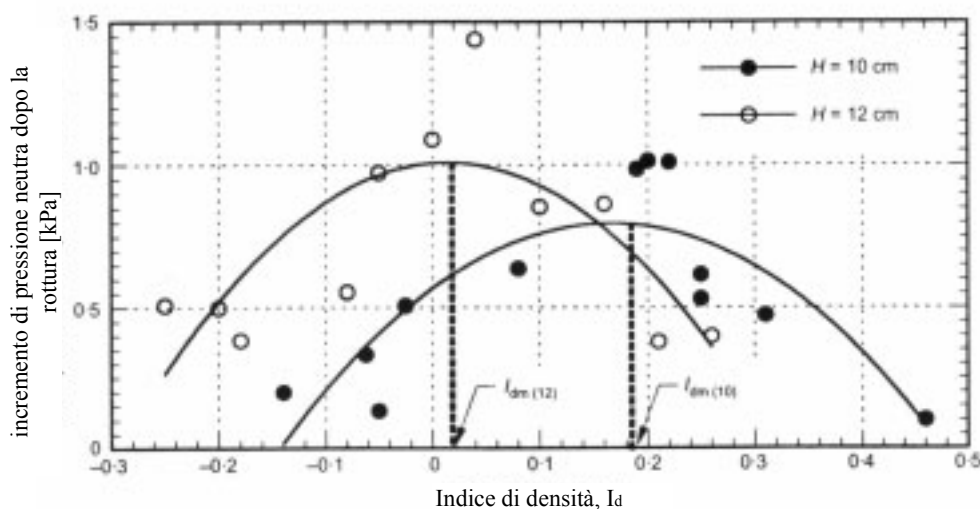


Figura 2.27 - Relazione tra incremento di pressioni neutre dopo la rottura e indice di densità iniziale per depositi di differente spessore (da Wang e Sassa, 2001).

Come evidenziato dagli stessi Autori, tale risultato appare in disaccordo con il comportamento non drenato delle sabbie sature riscontrato in prove triassiali, dove i maggiori incrementi si registrano per provini caratterizzati da un indice dei pori maggiore, a parità di tensione media di consolidazione efficace. Si osservi, a questo proposito che l'indice dei pori di inizio prova è ben diverso da quello che contraddistingue il terreno immediatamente prima della rottura a causa del collasso volumetrico indotto dalla saturazione.

Gli Autori attribuiscono i risultati ottenuti alla concomitanza di varie cause. In particolare, nelle prove in cui $I_d < I_{dm}$, essendo la porosità e la permeabilità del terreno più elevata, potrebbe verificarsi una più rapida dissipazione delle pressioni neutre.

Per quello che riguarda l'influenza dello spessore dello strato, secondo gli Autori, il fatto che le maggiori sovrappressioni si siano generate in corrispondenza di densità iniziali minori, è attribuibile alla minore diffusività idraulica del modello, legata al suo maggiore spessore.

Una sintesi dei risultati ottenuti nel corso della sperimentazione è illustrata in figura 2.28 dove vengono riportate le caratteristiche iniziali del deposito e le caratteristiche post-rottura in termini di velocità massima e distanza massima raggiunta dal corpo in frana ed incremento di pressione neutra.

Come già detto, in tutte le prove si sono registrate sovrappressioni neutre e le velocità e gli spostamenti massimi rilevati in ciascuna serie di prove si sono verificati proprio in corrispondenza delle maggiori sovrappressioni misurate. Dunque, la velocità massima e la distanza massima raggiunta dal corpo di frana sembrano essere conseguenza diretta dell'entità delle sovrappressioni neutre.

provino	spessore [cm]	e _{max}	e _{min}	esprim. n.	e	L	v _{max} [cm/s]	ΔS [cm]	Δσ [kPa]
S8	10	1.66	0.85	T _{10.1}	1.29	0.46	4.1	13.4	0.10
				T _{10.2}	1.41	0.31	8.6	33.9	0.48
				T _{11.1}	1.46	0.25	*	*	0.53
				T _{11.2}	1.46	0.25	*	*	0.42
				T _{11.3}	1.48	0.22	16.8	81.2	1.01
				T _{11.4}	1.50	0.20	15.0	78.0	1.02
				T _{11.5}	1.51	0.19	8.5	29.6	0.99
				T _{11.6}	1.58	0.08	29.8	45.6	0.64
				T _{11.7}	1.68	-0.03	20.4	44.8	0.51
				T _{11.8}	1.70	-0.05	16.1	11.8	0.13
				T _{11.9}	1.71	-0.06	31.1	24.0	0.33
				T _{11.10}	1.77	-0.14	18.1	39.1	0.20
S8	12	1.66	0.85	T _{12.1}	1.86	-0.25	13.4	38.0	0.54
				T _{12.2}	1.82	-0.20	16.4	39.0	0.50
				T _{12.3}	1.81	-0.18	22.2	25.4	0.39
				T _{12.4}	1.73	-0.08	*	*	0.56
				T _{12.5}	1.70	-0.05	43.4	85.4	0.97
				T _{12.6}	1.66	0.00	47.4	83.6	1.09
				T _{12.7}	1.63	0.04	9.5	27.8	1.44
				T _{12.8}	1.58	0.10	*	*	0.86
				T _{12.9}	1.53	0.16	23.0	48	0.87
				T _{12.10}	1.49	0.21	18.9	5.1	0.38
				T _{12.11}	1.45	0.26	2.7	9.5	0.40
M10	10	1.51	0.73	T _{M10}	1.61	-0.13	59.3	90.7	0.55
M20	10	1.52	0.73	T _{M20}	1.59	-0.01	68.2	100	0.54
M30	10	1.56	0.73	T _{M30}	1.58	-0.02	77.6	109	0.58

S8 = sabbia silicea n.8; M10, M20, M30 = miscele di sabbia n.8 e materiale organico con percentuale rispettivamente del 10%, 20% e 30%
 * assenza di misura della distanza percorsa

Figura 2.28 - Sintesi della sperimentazione eseguita (da Wang e Sassa, 2001).

Inoltre, è interessante osservare come nelle prove effettuate con il terreno additivato con fino il moto seguente la rottura è risultato caratterizzato da velocità e spostamenti di gran lunga maggiori rispetto a quelli registrati nel corso delle altre prove seppure siano insorte sovrappressioni neutre di entità minori. In particolare, nel corso delle prove effettuate aggiungendo una percentuale in peso di loess del 20% e del 30% le velocità del corpo di frana sono andate aumentando (fig. 2.29).

Per spiegare tale comportamento, gli Autori hanno ipotizzato l'insorgenza, durante il moto, di un meccanismo di autoalimentazione delle sovrappressioni neutre. Una tale ipotesi non può essere confermata poiché non è stato possibile misurare le pressioni neutre all'interno della massa in movimento.

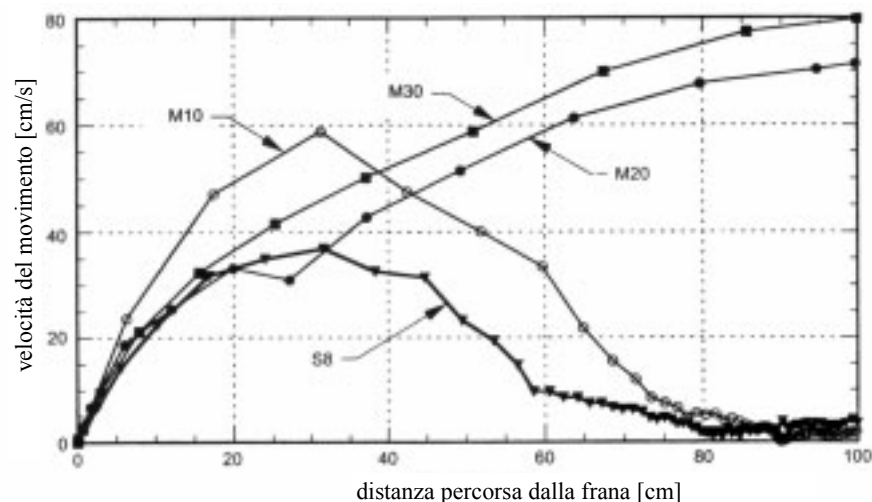


Figura 2.29 - Variazioni di velocità con la distanza per prove eseguite su terreni con differenti contenuti di fino (S8, silica sand; M10, M20 e M30 miscele di silica sand con rispettivamente 10%, 20% e 30% in peso di loess) (da Wang e Sassa, 2001).

La sperimentazione effettuata ha avuto il pregio di individuare i principali fattori che influenzano il comportamento di colate di fango innescate da piogge. Anche in questo caso si è potuto osservare come un fenomeno di liquefazione statica possa insorgere in seguito ad un processo di rottura essenzialmente drenato indotto dall'infiltrazione meteorica. Le modalità di rottura del pendio sono fortemente legate alla porosità iniziale del deposito. In effetti si evidenzia come questo fattore abbia un ruolo chiave nella generazione delle sovrappressioni neutre, e dunque nell'innescare di una colata. L'entità delle sovrappressioni sembra controllare la velocità ed il percorso compiuto dalla colata. Si è riusciti ad individuare un indice di densità in corrispondenza del quale si verifica il massimo incremento delle pressioni neutre a parità di geometria del pendio. Come sottolineato da Eckersley (1990), ancora una volta appare che l'incremento di pressioni neutre che si generano in seguito alla rottura sia dipendente dalle deformazioni di taglio mobilitate, dalla diffusività

del mezzo, dallo spessore dello strato di terreno che si muove al di sopra della superficie di scorrimento oltre che da ulteriori fattori ancora poco noti.

- *L'esperienza di Okura et al. (2002)*

Anche in questo tipo di sperimentazione sono stati indagati i meccanismi d'innescio di colate indotte dalla pioggia. In particolare, la sperimentazione ha mirato ad indagare l'ipotesi che, in particolari condizioni morfologiche il meccanismo di rottura che interessi un determinato volume di terreno possa propagarsi e coinvolgere altri volumi di terreno attraverso processi di trasferimento di carico. Per tale motivo, il modello di pendio utilizzato (fig. 2.30) presenta una pendenza (32°) maggiore nella zona di monte e minore (10°) in quella di valle. In tali condizioni la rottura indotta da una pioggia artificiale viene raggiunta nel tratto più acclive dando poi luogo ad un meccanismo di rottura progressiva nella zona ubicata più a valle. Il canale ha una larghezza di 1.00m ed una lunghezza di 9.00m; lo spessore di terreno varia dai 50cm ai 70cm.

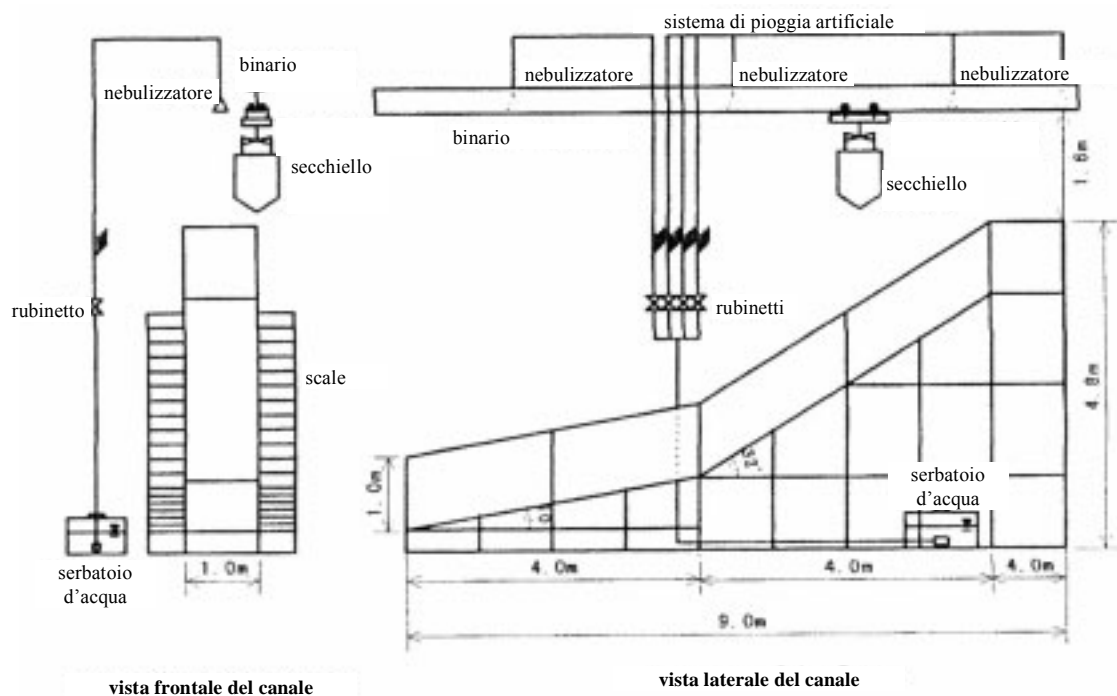


Figura 2.30 - Vista frontale e laterale del modello di Okura et al. (2002).

Il sistema di monitoraggio, consta di telecamere, capaci di filmare 30 fotogrammi al secondo, disposte lungo una parete laterale trasparente del modello, e di una serie di 30 trasduttori di pressione miniaturizzati disposti a tre quote differenti e solidali al terreno. La lettura delle immagini è facilitata da numerosi “target” disposti nel terreno e visibili attraverso le pareti in plexiglas.

Il terreno utilizzato nella sperimentazione è una sabbia le cui principali proprietà fisiche e meccaniche sono riportate in tabella 2.3. Le caratteristiche di resistenza del materiale sono state ricavate da prove di taglio diretto.

Tabella 2.3 - Principali proprietà fisiche e meccaniche della sabbia.

γ_d [g/cm ³]	e	w _{sat} [%]	ϕ' [°]	c' [kPa]	d ₅₀ [mm]	U	k [cm/s]
1.33	0.73	32	30.6	0.75	0.51	3.5	0.012

La sperimentazione è consistita di quattro prove eseguite nelle quali si sono adottati differenti spessori di materiale. L'articolo citato non riporta la porosità iniziale del terreno, che è stato messo in opera umido attraverso il metodo pluviometrico.

In tutti gli esperimenti, in seguito all'infiltrazione ed alla formazione di una falda a partire dal fondo del canale, la rottura è sopraggiunta nella zona di monte. In figura 2.31 sono riportati la posizione della falda prima della rottura (fig. 2.31a), lo spostamento registrato dai trasduttori dopo 1 secondo dalla rottura (fig. 2.31b), la forma assunta dalla superficie dello strato, le aree sature e quelle in cui si sono rilevate pressioni neutre al di sopra di quelle idrostatiche 4 secondi dopo la rottura (fig. 2.31c) nel corso dell'esperimento 1.

Si può osservare come la superficie di scorrimento si sia formata nella zona di monte, in corrispondenza del fondo del canale, ed il terreno posto a valle sia stato soggetto ad una spinta pressoché orizzontale da parte del terreno retrostante.

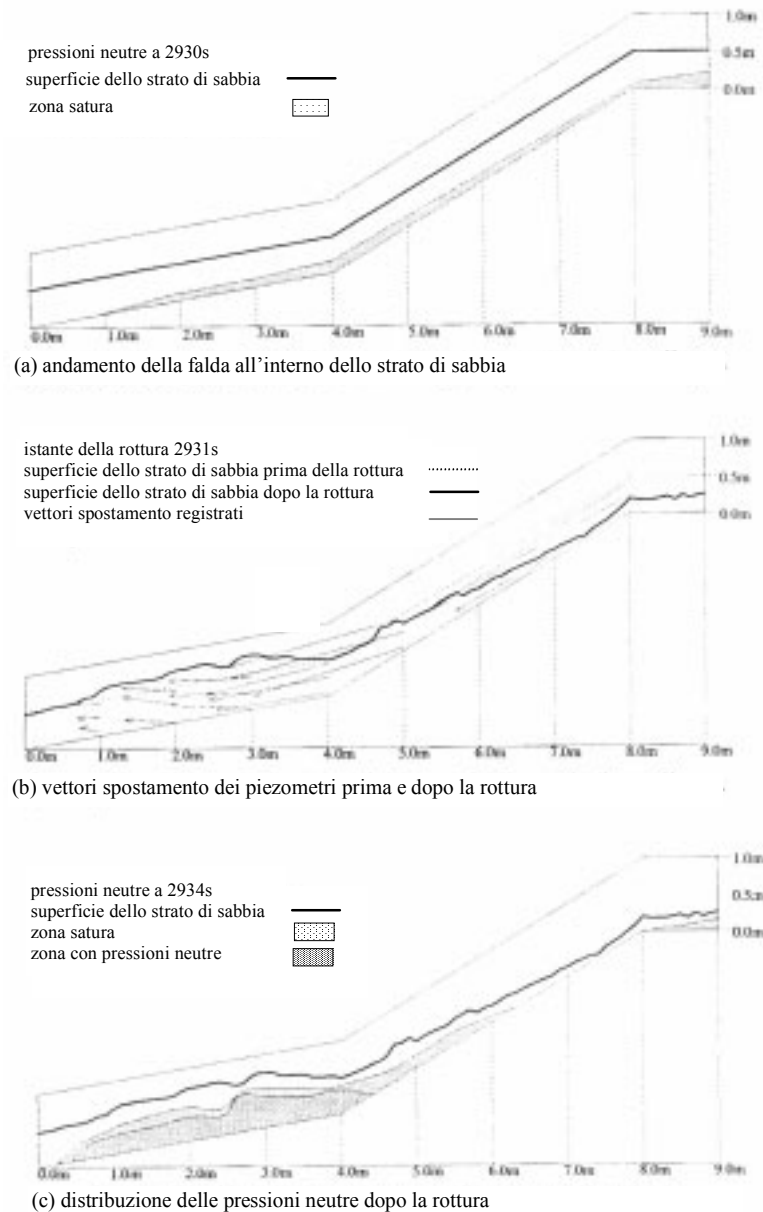


Figura 2.31 - a) zona satura prima della rottura; b) vettori spostamento ad 1secondo dalla rottura; c) distribuzione delle pressioni neutre 4secondi dopo la rottura (da Okura et al., 2002).

Dalle registrazioni video gli Autori sono risaliti alle velocità ed alle deformazioni volumetriche nell'intorno di due sezioni strumentate. In particolare nella figura 2.32, sono mostrati i risultati relativi all'esperimento n.1, nella sezione strumentata posta a 7m dalla parete di valle del canale. Nella figura 2.32a vengono riportati gli

andamenti temporali delle deformazioni volumetriche (negative se di compressione) e delle velocità valutate per lo strato più superficiale di sabbia (a 5cm di profondità), per quello intermedio (25cm) e per quello più profondo (45cm). Nel diagramma in basso sono riportate le pressioni neutre registrate prima, durante e dopo la rottura dagli strumenti collocati alle stesse profondità.

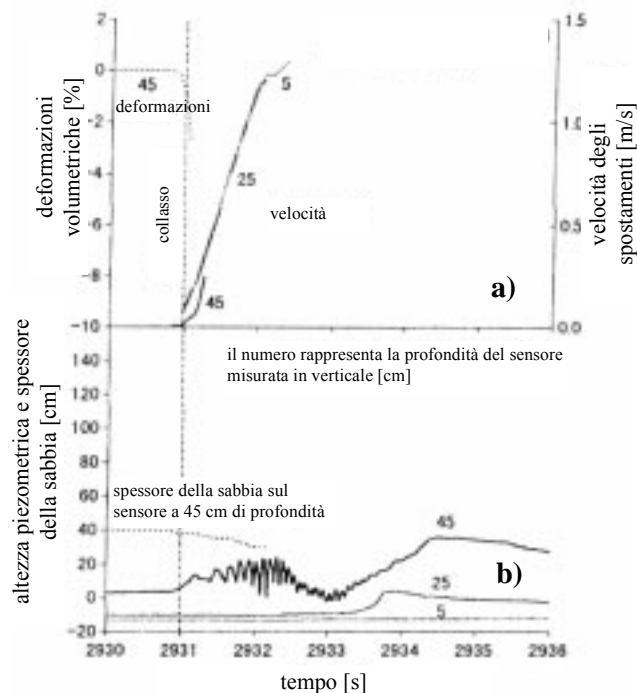


Figura 2.32 - Andamenti di deformazioni volumetriche (a), pressioni neutre (b) e velocità (a) in tre strati a 7m dalla parete di valle del modello (da Okura et al., 2002).

Si può osservare come all'atto della rottura si sia verificato, nell'intorno della banda di taglio, un collasso volumetrico dell'ordine del 3% e contestualmente un incremento della pressione neutra non registrato dagli strumenti più distanti (indicati come 5 e 25). Tale incremento si è mantenuto pressoché costante durante una prima fase del moto della durata di circa 1.5s, dopodiché ha iniziato a dissiparsi per poi incrementarsi ulteriormente. Negli ultimi istanti indicati nel diagramma di figura 2.32, anche il trasduttore posto a 25cm di profondità ha registrato un incremento di pressione neutra. Gli Autori hanno attribuito questa crescita di pres-

sioni neutre al graduale accumulo del materiale proveniente da monte più che ad una condizione di deformazione non drenata.

Per lo stesso esperimento, in figura 2.33, sono riportati le misure di deformazione volumetrica, velocità e pressioni in una sezione più a valle (a 3m dall'estremità inferiore del canale).

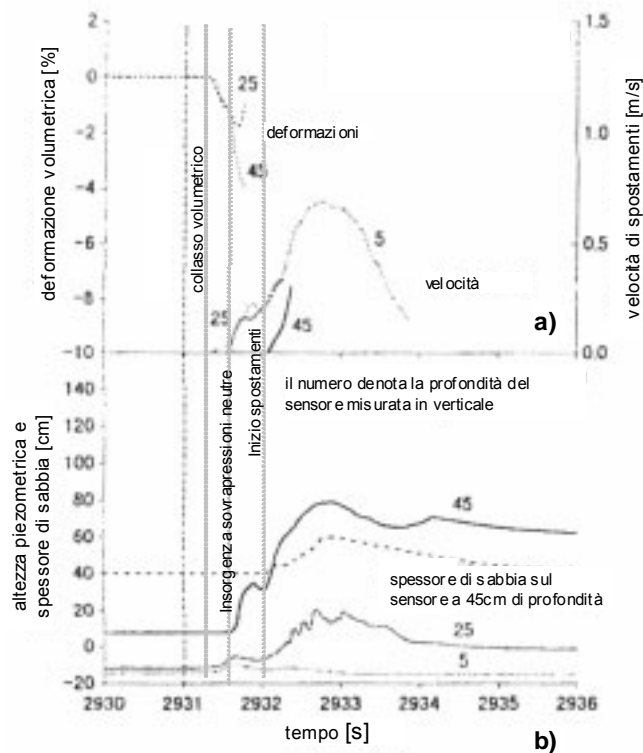


Figura 2.33 – Esperimento n. 1. Andamenti di deformazioni volumetriche (a), pressioni neutre (b) e velocità (a) in tre strati a 3m dalla parete di valle del modello (modificato da Okura et al., 2002).

Il terreno posto nella parte inferiore del modello è stato sottoposto alla compressione prodotta dalla massa di terreno proveniente da monte. Pochi istanti dopo che sono stati registrati spostamenti nella sezione di misura posta a monte, a valle è stato osservato un consistente e repentino addensamento del terreno. A causa di questo sono insorte sovrappressioni neutre sul fondo del deposito (misure a 45cm in fig. 2.33). Qualche decimo di secondo dopo, nella stessa zona, si sono verificati rapidi scorrimenti. Negli istanti di tempo successivi l'incremento delle pressioni neutre è progredito a seguito del continuo passaggio di materiale prove-

niente da monte. Confrontando il valore massimo della pressione raggiunto alla base del deposito, pari a circa 8kPa, con il peso della colonna di terreno sovrastante (stimato in 7.3kPa) si deduce che la pressione indotta è in grado di causare il galleggiamento delle particelle solide.

Nell'esperimento n.3, durante il quale quasi tutto lo spessore di terreno si era saturato, nella zona di valle sono state registrate sovrappressioni in tutti i tre punti di misura lungo la medesima verticale e sono risultate della stessa entità (fig. 2.34).

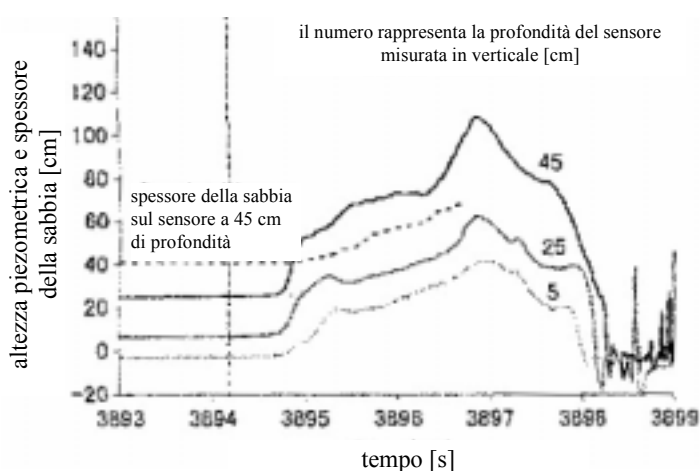


Figura 2.34 - Andamenti delle pressioni neutre a tre differenti profondità a 3m dalla parete di valle del modello, nell'esperimento n.3 (da Okura et al., 2002).

In definitiva l'analisi dei risultati ha mostrato che il collasso nella zona di monte avviene in tre stadi pressoché simultanei: compressione del terreno nella zona di taglio, aumento delle pressioni neutre nella zona satura prossima alla superficie di scorrimento e rapido scorrimento del terreno. Purtroppo le procedure sperimentali utilizzate non sono spiegate in dettaglio, ed appare evidente che, al procedere dei movimenti, diventa sempre più difficile conoscere l'esatta posizione dei trasduttori ed effettuare misure di deformazione volumetrica a partire dall'osservazione di un'area in cui avvengono non solo deformazioni di tale tipo ma anche distorsionali. Avendo a disposizione un così ampio numero di sensori, ulteriori interessanti analisi potevano essere effettuate in merito, ad esempio, alla propagazione della rottura nella zona di monte: purtroppo, gli Autori non riportano tutti i risultati ottenuti dalla sperimentazione.

La sperimentazione in modello fisico ha permesso di evidenziare alcuni aspetti fondamentali per la comprensione dei meccanismi di generazione delle colate rapide e l'individuazione dei principali fattori che li regolano. Si è visto che esse sono innescate da fenomeni di liquefazione. Nelle esperienze in cui la rottura è stata provocata dall'annullamento delle pressioni neutre le deformazioni si mantengono drenate fino all'instabilità e, solo in seguito alle rapide distorsioni prodotte dal processo di rottura, insorgono sovrappressioni neutre che, negli istanti seguenti l'inizio dei movimenti, causano una brusca caduta di resistenza a taglio responsabile della rapida accelerazione della massa in frana. Si è dunque verificato sperimentalmente che la liquefazione non è la causa dell'instabilità bensì una sua conseguenza.

Dalle sperimentazioni eseguite è emersa la notevole influenza della porosità iniziale e della granulometria del terreno. In particolare, sono i depositi di densità relativa iniziale minore a presentare una chiara evoluzione post-rottura in colata di fango. Wang e Sassa (2001) individuano una densità ottimale per la generazione delle sovrappressioni neutre, che a sua volta sembra dipendere dallo spessore del deposito. Gli stessi Autori evidenziano l'importanza della percentuale di fino: all'aumentare della percentuale in peso di limo, aumenta infatti la velocità e la distanza percorsa dal corpo di frana.

Le diverse esperienze, pur confermando la dipendenza della mobilità dalle sovrappressioni neutre indotte, non riescono del tutto a definire i fattori dai quali tali sovrappressioni dipendono. Sembrerebbe comunque che l'entità degli incrementi di pressioni neutre indotte sia influenzata dalla vicinanza alla zona di taglio e dalla diffusività idraulica del mezzo.

Tra le sperimentazioni considerate, solo in quelle di Iverson e LaHusen (1989) e di Okura et al. (2002) le pressioni neutre sono state misurate all'interno della massa in frana e non solo alla base del pendio. In particolare, le due sperimentazioni sembrano fornire indicazioni contrastanti. Infatti, nella prima, a varie distanze dalla superficie di taglio, si registrano incrementi di pressioni neutre contestuali all'inizio del movimento (fig. 2.18). Questi, invece, non sono stati osservati nella sperimentazione di Okura et al.. Occorre comunque sottolineare che, all'atto della rottura, i trasduttori si trovavano in una zona ancora lontana dalla saturazione (fig.

2.32b). Inoltre, all'atto della rottura Iverson e LaHusen registrano, nella zona di taglio, una iniziale riduzione di pressioni neutre a differenza di quanto osservato da Okura et al..

Okura et al. mostrano anche che la mobilitazione di una porzione di pendio può agire da carico non drenato per la zona immediatamente a valle causandone la rottura. In particolare, gli Autori evidenziano che tale processo avviene in tre fasi successive: compressione del materiale ad opera della spinta del terreno, generazione di sovrappressioni neutre nella zona di terreno saturo e rapida mobilitazione (fig. 2.33).

In alcune sperimentazioni, laddove grazie ad una notevole lunghezza del canale è stato possibile osservare l'evoluzione della colata, le pressioni neutre si sono ulteriormente incrementate. In particolare, in un generico punto all'interno della massa in moto, la risultante di tali pressioni riesce a bilanciare il peso della colonna di terreno sovrastante causandone il galleggiamento. In questo caso, si è in presenza di un fenomeno di fluidificazione e lo spostamento relativo tra le particelle avviene non più in regime attritivo, ma in regime collisionale. A conferma di ciò, Deangeli (1997) osserva durante il flusso la completa perdita di contatto tra i grani di terreno.

Sul termine "fluidificazione" spesso non c'è chiarezza in quanto esso viene spesso utilizzato come sinonimo di liquefazione. In realtà, i due fenomeni sono ben distinti e possono, in alcuni casi, ritenersi l'uno (fluidificazione) il proseguimento dell'altro (liquefazione).

Musso e Olivares (2003) individuano il passaggio dalla liquefazione statica alla fluidificazione attraverso l'ausilio di una precedente modellazione numerica eseguita da Musso et al. (2002). In tale analisi vengono riprodotte le esperienze di Iverson e LaHusen (1989) ottenendo significativi risultati (fig. 2.35).

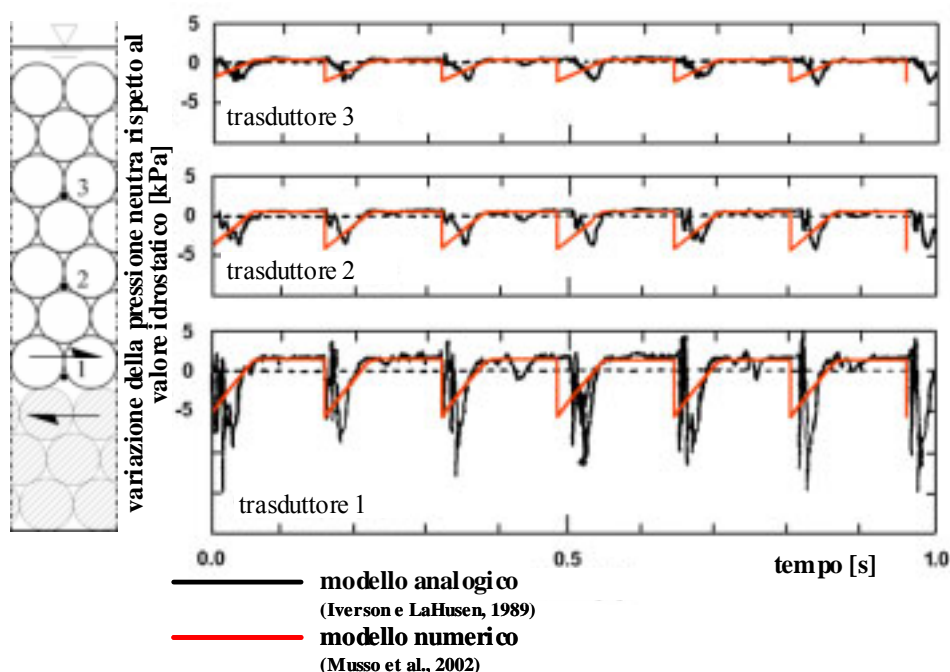


Figura 2.35 - Confronto tra i valori delle pressioni neutre misurate nelle esperienze di Iverson e LaHusen (1989) e valori calcolati da Musso et al., 2002.

Successivamente l'analisi è stata estesa al caso di singole file di cilindri, disposte lungo un piano inclinato a pendenza costante, solidali tra loro ma in grado di scorrere le une rispetto alle altre (fig. 2.36). La condizione iniziale imposta è quella relativa alla massima porosità.

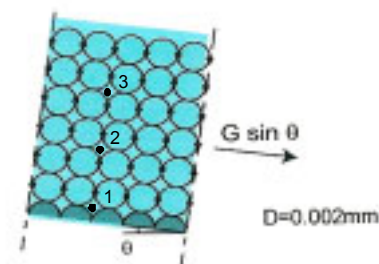


Figura 2.36 - Geometria iniziale del modello numerico (da Musso et al., 2002).

I risultati dell'analisi sono riportati in figura 2.37, dove vengono mostrati gli andamenti delle pressioni neutre e delle tensioni normali efficaci, a tre diverse distanze dalla superficie inferiore (pori 1, 2 e 3 in fig. 2.36), a partire dall'istante in cui le file di barrette cilindriche cominciano a scorrere.

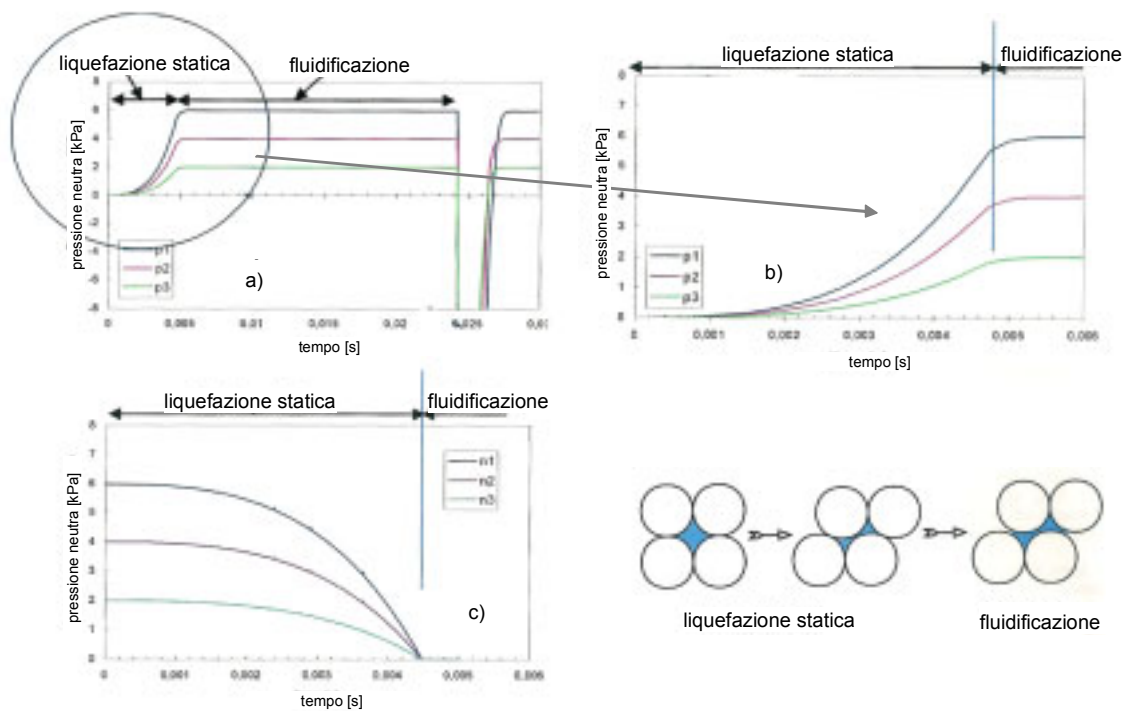


Figura 2.37 - Risultati delle analisi numeriche: a) e b) pressioni neutre; c) tensioni normali efficaci (da Musso e Olivares, 2003).

Come mostrato in figura 2.37a e b le pressioni neutre vanno incrementandosi fin oltre i valori idrostatici dettati dalle condizioni al contorno. Contestualmente le tensioni normali efficaci vanno riducendosi fino al completo annullamento (fig. 2.37c). In questa fase le barrette sono ancora in contatto fra di loro pur non trasferendosi alcuno sforzo normale (liquefazione statica). Lo scorrimento tra le barrette produce però un ulteriore incremento delle pressioni neutre fino ad un valore limite che, secondo gli Autori, segna il raggiungimento di una condizione di completa fluidificazione in cui il peso della colonna di barrette immerse è completamente bilanciato dalla risultante delle pressioni neutre. In tale fase si rileva il distacco dal fondo dell'aggregato di barrette, che prosegue il suo movimento planando.

In base alla schematizzazione di figura 2.38, che rappresenta una colonna di terreno immersa in acqua, può dirsi che alla base si raggiunge la completa liquefazione quando le pressioni neutre (indicate con u_1 in fig. 2.38) raggiungono un valore tale da annullare lo stato tensionale efficace; solo in seguito ad un ulteriore incremento delle pressioni interstiziali, quando quest'ultime raggiungono un valore la

cui risultante bilancia il peso delle particelle solide immerse (u_f in fig. 2.38), si arriva alla completa fluidificazione della massa di terreno.

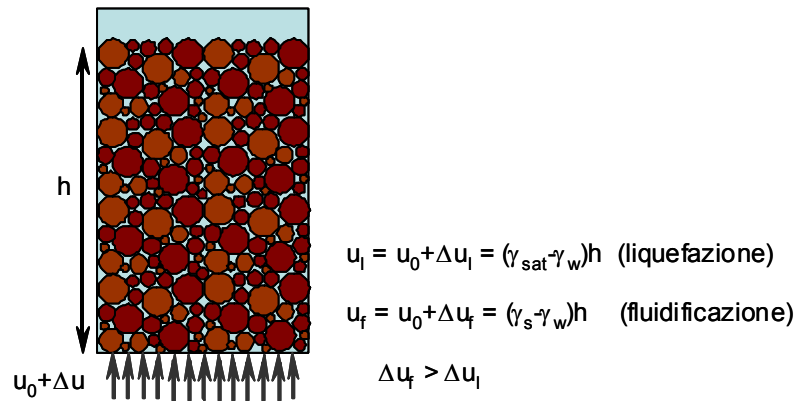


Figura 2.38 – Valori delle sovrappressioni neutre alla base di una colonna di terreno necessaria per la completa liquefazione e la fluidificazione.

La fluidificazione, dunque, che è il risultato della continua modifica della struttura particellare del terreno durante il movimento, non coincide con il fenomeno della liquefazione che segna solo il cambiamento di fase di un sistema a comportamento attritivo ad uno di tipo collisionale. In tal senso la fluidificazione è da considerarsi un meccanismo di sostentamento del moto e potrebbe aiutare a giustificare l'elevata mobilità di colate in grado di percorrere vari chilometri su pendenze modeste (Musso et al., 2002).

Partendo dalla considerazione che il comportamento delle miscele in movimento è regolato da diversi tipi di forze (gravità, attrito tra i grani, urti tra i grani, viscosità e turbolenza), e che il comportamento del flusso dipende dal ruolo di ciascuna di esse, Iverson e Denlinger (2001) suggeriscono la possibilità di definire il passaggio tra i comportamenti precedentemente descritti, attraverso dei parametri adimensionali. Tali parametri possono essere ricavati analizzando gli sforzi della fase solida e di quella liquida all'interno di una miscela monogranulare in moto stazionario ed uniforme. Gli sforzi inerziali della fase solida $T_s(i)$ e di quella fluida $T_f(i)$ possono essere definiti come prodotto tra la massa per unità di volume per il quadrato della velocità caratteristica $v = \dot{\gamma} \cdot d$, con $\dot{\gamma}$ velocità di deformazione e d dia-

metro dei grani, che rappresenta la velocità con cui le particelle scorrono le une sulle altre:

$$T_{s(i)} \cong v_s \rho_s \dot{\gamma}^2 d^2 \quad (2.2)$$

$$T_{f(i)} \cong v_f \rho_f \dot{\gamma}^2 d^2 \quad (2.3)$$

dove v_s e v_f sono rispettivamente la concentrazione in volume delle particelle solide e del fluido.

Lo sforzo di natura attritiva tra le particelle immerse nel fluido $T_{s(a)}$ viene espresso mediante la relazione:

$$T_{s(a)} \cong h v_s (\rho_s - \rho_f) g \tan \phi \quad (2.4)$$

in cui h rappresenta l'affondamento del generico punto al di sotto della superficie libera del flusso, $v_s(\rho_s - \rho_f)g$ è il peso unitario delle particelle immerse e ϕ è l'angolo d'attrito delle particelle. L'espressione dello sforzo tagliante interno al fluido $T_{f(a)}$ deriva dalla legge di viscosità di Newton:

$$T_{f(a)} \cong v_f \dot{\gamma} \mu \quad (2.5)$$

A partire da esperienze condotte su miscugli di sfere di uguale diametro immerse in un fluido Newtoniano in moto stazionario, Bagnold (1954) ha osservato che per concentrazioni tali da non poter trascurare la reciproca interazione tra i granuli, il passaggio da un regime di flusso macro-viscoso (prevalenza di forze viscose dovute al fluido) ad uno granulo-inerziale (prevalenza di interazioni di tipo collisionale tra le particelle) è regolato dal rapporto $T_{s(i)}/T_{f(a)}$. Il parametro adimensionale così determinato prende il nome di numero di Bagnold N_B :

$$N_B = \frac{v_s}{1-v_s} \cdot \frac{\rho_s \cdot \dot{\gamma}^2 \cdot d^2}{\mu \cdot \dot{\gamma}} \quad (2.6)$$

Valori di N_B minori di 40 indicano un regime di flusso macro-viscoso in cui le tensioni normali e di taglio sono entrambe proporzionali alla velocità di deformazione $\dot{\gamma}$. Per valori di N_B maggiori di 100 si passa, invece, ad un regime di flusso granulo-inerziale in cui, sia le tensioni di taglio che normali, sono proporzionali al quadrato della velocità di deformazione. Il primo termine a secondo membro nella (2.6) sottolinea l'importanza della concentrazione delle particelle solide all'interno della miscela, dato che all'aumentare di quest'ultima si tende verso un regime caratterizzato dalle collisioni tra i grani.

In maniera analoga il parametro N_S introdotto da Savage (1984), relativo al passaggio da un flusso caratterizzato da un'interazione tra particelle di natura attritiva ad uno in cui la trasmissione degli sforzi avviene essenzialmente attraverso gli urti tra i grani, si ottiene dal rapporto tra $T_{s(i)}$ e $T_{s(a)}$:

$$N_S = \frac{\rho_s \cdot \dot{\gamma}^2 \cdot d^2}{(\rho_s - \rho_f) \cdot g \cdot h \cdot \tan \phi} \quad (2.7)$$

Analizzando i risultati di una serie di esperimenti, Savage e Hutter (1989) conclusero che gli sforzi derivanti dalle collisioni prevalgono sugli sforzi per attrito tra le particelle quando tale parametro è maggiore di 0.1.

Stimando i parametri sopra descritti relativamente al caso di alcune colate di detrito, sia naturali che riprodotte artificialmente, Iverson e Denlinger (2001) hanno mostrato che, in tali tipi di fenomeni, il numero di Bagnold eccede il valore di transizione (100) mentre quello di Savage resta al di sotto della soglia limite di 0.1 ad eccezione del caso della colata riprodotta artificialmente. Ciò sembra suggerire che, in una colata, la maggior aliquota di tensione si trasmette per collisione tra le particelle, ma che anche la componente attritiva non è trascurabile.

Una stima dei parametri sopra descritti potrebbe, dunque, aiutare ad individuare il regime di flusso di una colata reale, assumendo che i valori più bassi dei parametri adimensionali siano rappresentativi di un fenomeno di liquefazione, mentre quelli più elevati, corrispondenti ad un regime in cui la trasmissione degli sforzi avviene attraverso brevi urti tra le particelle piuttosto che per contatti prolungati, sia-

no rappresentativi dello stato fluidificato della miscela (Musso e Olivares, 2003) (fig. 2.39).

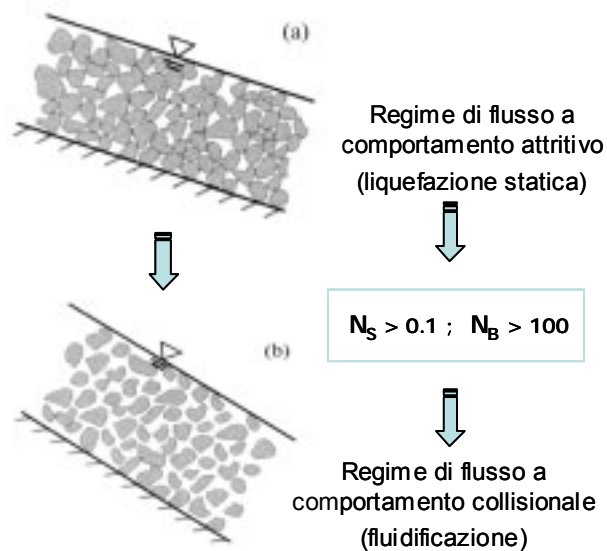


Figura 2.39 – Passaggio da un flusso ad elevata concentrazione in regime attritivo (a) ad un flusso in regime collisionale (b) (modificato da Iverson e Denlinger, 2001).

Sulla base di tali considerazioni, nel capitolo IV vengono riportate le stime dei due numeri adimensionali N_B ed N_S per colate riprodotte in canale artificiale nell'ambito della presente tesi. Tale analisi è stata effettuata tenendo presente che l'applicabilità dei valori di soglia di tali parametri, ricavati per miscele monogranulari, nell'individuazione del tipo di regime in cui un flusso reale viene a trovarsi, resta alquanto limitata. Tale limitazione è essenzialmente dovuta alla difficoltà insita nella stima di alcuni parametri, alla presenza di particelle solide di differenti dimensioni ed alla disomogeneità di concentrazione della miscela.

CAPITOLO III

MONITORAGGIO DI UN'AREA CAMPIONE

3.1 - INQUADRAMENTO GEOLOGICO E AMBIENTALE DELL'AREA

Cervinara è un centro di circa diecimila abitanti sito in una stretta vallata, la valle Caudina, che realizza la naturale via di collegamento tra l'Irpinia e il Sannio estendendosi tra i ripidi versanti delle catene montuose del Taburno e del Partenio. Il massiccio montuoso del Partenio costeggia dal lato Sud la valle Caudina con le sue vette più alte, che raggiungono altezze di 1591 metri con il monte Partenio, e 1480 metri con la vetta Summonte. Il centro sorge ai piedi dei monti del Partenio, là dove la valle Caudina ha un'altitudine media di circa 270 metri sul livello del mare.

L'abitato di Cervinara è ubicato ai piedi di versanti ad elevata pendenza e di impervi valloni incisi. Leggermente rialzato rispetto alla valle Caudina, il comune è ubicato tra due altipiani denominati Sopra (950m) e Piscariello (708m), ed è chiuso verso Sud dal massiccio dei monti di Avella e verso Nord dal monte Pizzone (fig. 3.1).

Nella zona affiorano rocce carbonatiche di età cretacea costituite da calcari, calcari dolomitici, dolomie e calcari marnosi con struttura massiva. L'unità più profonda, costituente l'ossatura dei rilievi, è quella calcarea che presenta una conformazione strutturale monoclinata ed immergente verso N-NE ed è interessata da discontinuità di natura tettonica che conferiscono ai rilievi un aspetto degradante verso Ovest e verso Nord con profili aspri e netti rispetto alle forme sub-pianeggianti della Valle Caudina. Immediatamente al di sopra di questa unità si ritrovano brecce calcaree cementate in matrice limosa, mal stratificate, tra le quali si intercalano calcari grigi in strati e banchi. In successione seguono depositi terrigeni e depositi sciolti calcarei e piroclastici. I primi sono costituiti da argille e argille limose seguite verso l'alto da arenarie e limi.

In questa successione si ritrovano, tra l'altro, pacchetti di argille policrome, arenarie, calcilutiti gialle e marne verdi facenti parte della formazione delle Argille Vari-colori. I secondi sono sia di natura piroclastica che derivanti dall'alterazione di rocce calcaree compatte (Picarelli, 2003 com. pers.) (fig. 3.2).

I depositi di natura piroclastica sono il prodotto delle diverse fasi eruttive del Vesuvio, dei campi Flegrei e di altri vulcani presenti nella Regione Campania ed ora estinti. Le ceneri, spinte dalla potenza dell'eruzione e successivamente trasportate dal vento, hanno percorso grandi distanze depositandosi anche a decine di chilometri dalla zona di origine. Non è possibile, tuttavia, fornire una stratigrafia univoca delle successioni litologiche di origine vulcanica per l'intera area in esame. Dalle ricostruzioni dei depositi vulcanoclastici rinvenuti in zona e tenuto conto delle inevitabili dispersioni, è possibile individuare: un deposito riferibile al più antico episodio eruttivo risalente a circa due milioni di anni fa; un banco variabile da litoide (tufo) a sciolto (piroclastiti) riferibile all'Ignimbrite Campana; depositi piroclastici dovuti all'attività del Somma-Vesuvio, della formazione di Avellino e di Mercato. Tali depositi sono presenti sia in forma primaria che rimaneggiata. I depositi primari sono costituiti da un'alternanza regolare di ceneri di colore marrone, con incluse piccole pomici a spigoli arrotondati ed alterate, intercalate da livelli di pomici a spigoli vivi, di colore grigio chiaro. In genere si tratta di depositi incoerenti, granulometricamente variabili dalle sabbie, sabbie limose e limi (ceneri) alle ghiaie e sabbie con ghiaia (pomici) (Picarelli, 2003 com. pers.).

Alla base dei versanti, le coperture vulcanoclastiche colmano gli antichi alvei oppure poggiano su banchi di origine alluvionale, mentre sui pendii ricoprono il substrato calcareo colmandone le incisioni.

Nella zona oggetto dello studio il reticolo idrografico è costituito da due alvei: il torrente Castello e il torrente Cornito. Il primo si sviluppa per una lunghezza di 3680m e drena un bacino di modesta estensione (circa 4 km²) di forma allungata. Molto più piccola è la superficie del bacino drenato dal torrente Cornito (circa 0.7 km²), che ha una lunghezza complessiva di circa 1060 m.

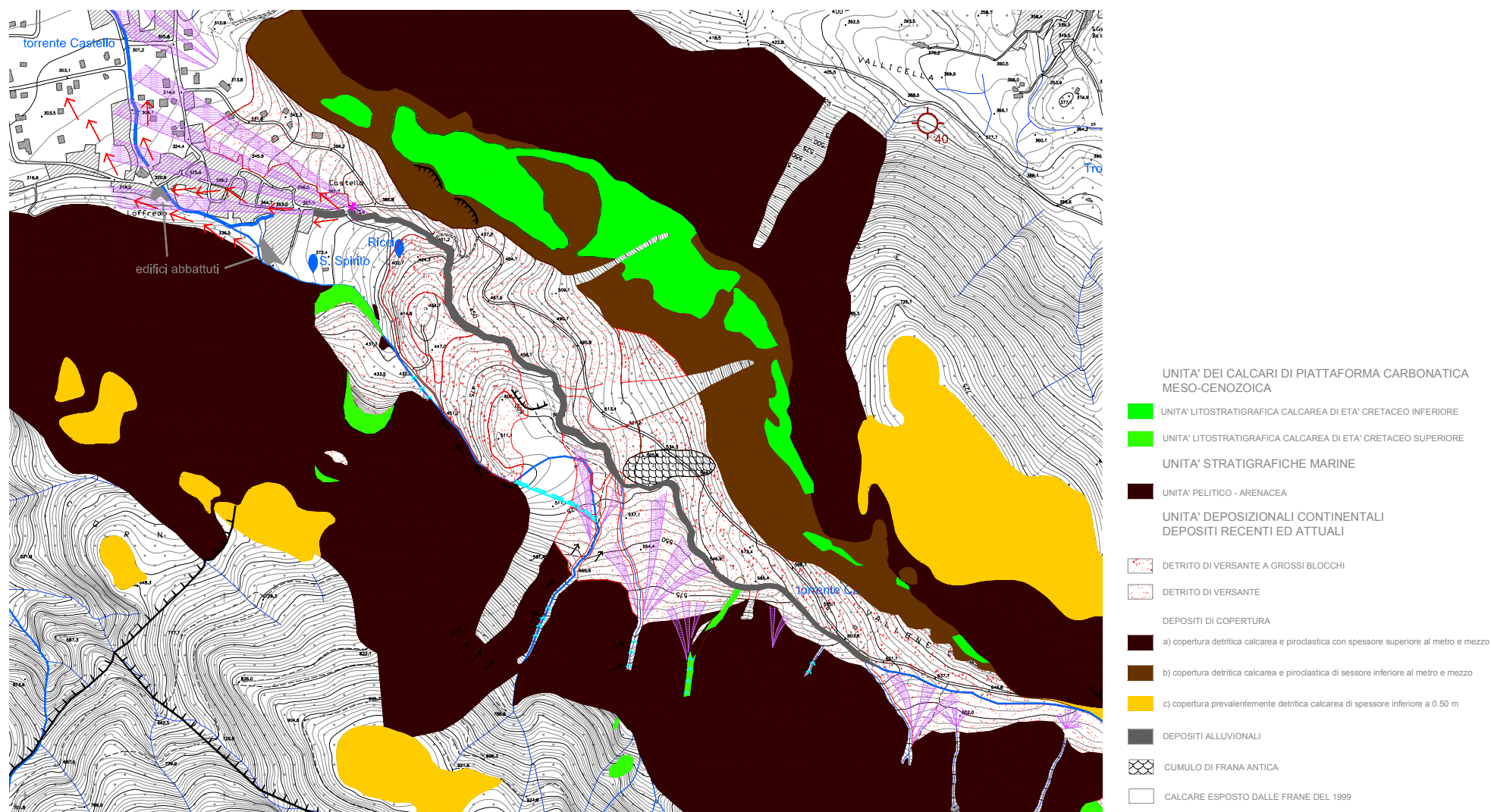


Figura 3.2 - Carta geologica (da Picarelli, 2003 com. pers.)

Quest'ultimo scorre per tutto il suo percorso fuori dal centro abitato confluendo nel torrente Castello, che invece si addentra nell'abitato per poi venire immesso in un canale coperto. Entrambi i torrenti, per tutto il percorso, presentano letto e sponde costituite da materiale sciolto. Tale sistema idraulico si lega all'asta del torrente I-sclero che confluisce nel fiume Calore che a sua volta è l'affluente principale del fiume Volturno.

Dal punto di vista climatico il territorio di Cervinara presenta caratteristiche notevolmente variabili, attribuibili alla sua posizione al confine tra due aree climatiche molto diverse, la prima costituita dalla Piana Campana, la seconda dai massicci appenninici. Da questa variabilità è influenzato in particolar modo il regime pluviometrico. La più vicina stazione pluviometrica di misura è ubicata in San Martino Valle Caudina, a pochi chilometri di distanza da Cervinara, dove dal 1919 è installato un pluviografo dell'Ufficio Irologico e Mareografico. Tuttavia i dati sono registrati con una certa continuità solo a partire dal 1963.

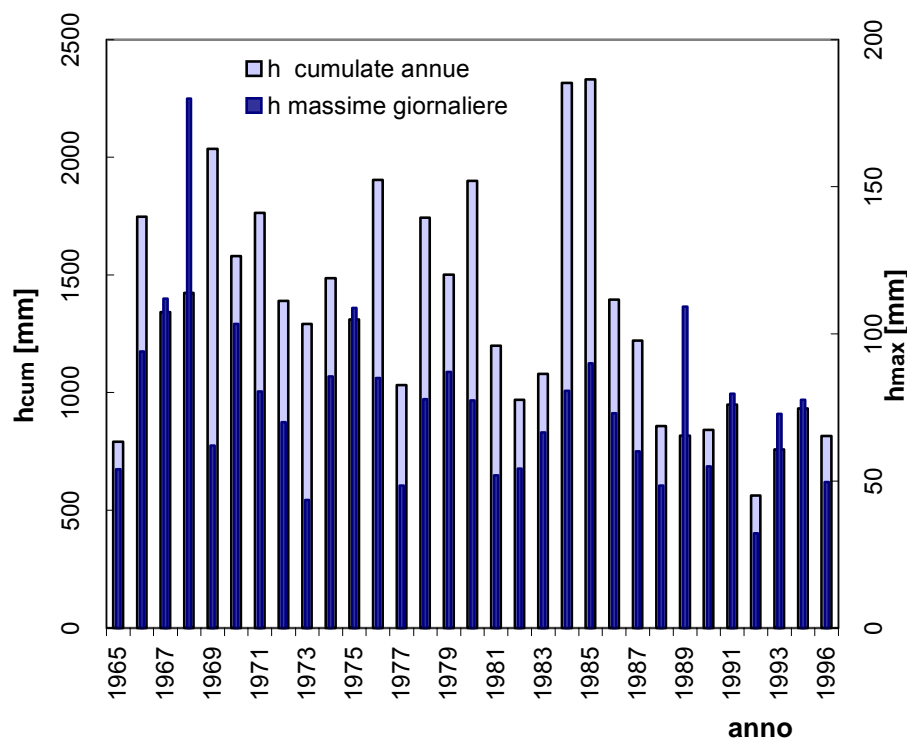


Figura 3.3 - Serie storica delle altezze di pioggia annue massime e cumulate dal 1965 al 1996 registrate dalla stazione pluviometrica di S. Martino Valle Caudina.

In figura 3.3 è riportata la serie storica delle altezze di pioggia cumulate annue e delle massime giornaliere per il periodo di tempo che va dal 1965 al 1996 registrate dal pluviografo di S. Martino. Si osserva una considerevole variabilità delle precipitazioni annue; i valori delle altezze cumulate annue, infatti, oscillano da un minimo di 564mm di pioggia registrato nel 1992 ad un massimo di 2330mm nel 1983. Allo stesso modo le piogge massime giornaliere presentano consistenti variazioni tra un anno e l'altro a partire da valori minimi di soli 32mm di pioggia caduta al suolo nel 1992 fino a valori massimi di circa 110mm. In un'unica occasione si è superato tale valore massimo: il 19 dicembre del 1968 è stata registrata una precipitazione giornaliera pari a ben 180 mm di pioggia.

3.2 - L'EVENTO DI FRANA DEL 1999

L'evento di frana del 16 dicembre 1999, ben noto alle cronache, fu solo il fenomeno principale di una serie di smottamenti avvenuti nella Valle Caudina in concomitanza delle piogge che hanno avuto inizio il giorno 14. Già nelle ore serali del giorno 15 il torrente Castello, che attraversa l'omonimo agglomerato urbano situato nella parte alta di Cervinara, comincia ad ingrossarsi e a trascinare verso valle rami e detriti. Prima della fine della giornata si verificano due smottamenti: il primo interessa l'alveo del torrente Castello a monte dell'abitato, il secondo, più grosso, avviene lungo il torrente Cornito, immediatamente a monte della confluenza col Castello, e crea una diga di detriti che ne ostruisce quasi completamente il corso. A causa di detti smottamenti i primi allagamenti cominciano ad interessare il centro abitato. Durante la notte tra il 15 ed il 16 dicembre, quando già sono in atto le prime operazioni di evacuazione, un'ondata di acqua, fango e detriti, preceduta da un fragoroso boato, proveniente dalla vicina montagna, si abbatte sul centro abitato. La massa di fango trasporta grossi blocchi di roccia (dell'ordine del metro cubo) e travolge persone e automobili e provoca il crollo totale di tre edifici, oltre che il danneggiamento di molti altri, fino ad arrestarsi nella piazza principale del paese (foto 3.1).



Foto 3.1 - Danni provocati nel centro abitato dalla colata di fango.

Durante i sopralluoghi avvenuti immediatamente dopo il disastro e in quelli successivi disposti dai consulenti tecnici nominati dalla Autorità investiganti, si ha modo di constatare che, in quella notte, lungo il Vallone Castello si sono verificate diverse frane che hanno interessato in prevalenza la copertura piroclastica. In particolare, vengono individuate dodici aree di distacco dove il substrato calcareo risulta completamente scoperto, nonché numerosi cumuli di fango e detrito distribuiti in numerose zone interne ed esterne agli alvei dei torrenti Castello e Cornito.

Nel seguito vengono indicate con il prefisso 1 le frane verificatesi in sinistra idraulica del torrente Castello sul versante meridionale del Monte Pizzuto, con il 2 quelle avvenute in destra idraulica del torrente Castello lungo i versanti settentrionali de il Valico, piano di Rapillo, piano di Lauro e Monte Trave di Fuoco e con 3 quelle in sinistra del torrente Cornito (fig. 3.4).

Dai rilievi effettuati è possibile osservare che esistono alcune differenze geometriche e geologiche dei versanti interessati dagli smottamenti. In particolare, i versanti in sinistra idraulica del torrente Castello sono ammantati quasi totalmente da coperture piroclastiche dello spessore di variabile da 30cm ad 1m, ed hanno pendenze medie comprese tra i 30 e i 50 gradi. Il substrato roccioso è costituito prevalentemente da calcari. I depositi detritici al piede dei pendii consistono per lo più in detriti di falda e in conii detritici stratificati nei quali si ritrovano livelli di natura piroclastici rimaneggiati. La destra idraulica del torrente Castello è, invece, caratterizzata dalla presenza di ampie zone in cui l'unità calcarea risulta completamente

esposta anche dove i versanti non sono eccessivamente acclivi. Quando presente, la copertura consiste essenzialmente di detriti calcarei in matrice sabbiosa e limosa di natura piroclastica. Lo sviluppo laterale del versante è alquanto articolato con pendenze molto variabili che per lunghi tratti superano i 55°. I depositi al piede costituiscono falde detritiche con grossi blocchi calcarei, mentre non si distinguono conoidi detritiche.

Il versante in sinistra idraulica del torrente Cornito, dove si sono verificati i dissesti di dimensioni maggiori tra cui la frana che è oggetto di studio in questa tesi, presenta caratteristiche geomorfologiche analoghe a quelle dei versanti del settore sinistro del torrente Castello ma con spessori del deposito vulcanoclastico maggiori che arrivano anche a 2.50m.

Le frane indicate con 1a, 1b, 1c, 1d, 1g, 1h, 1i, in figura 3.4 hanno avuto luogo lungo le incisioni in corrispondenza di sezioni poste a quote comprese tra i 700 e i 600 m laddove le pendenze variano tra i 30 e i 50 gradi. Nella maggior parte dei casi la coltre piroclastica si è mobilitata per l'intero spessore (1m) mettendo a nudo il substrato calcareo. I volumi franati sono stati stimati da un minimo di circa 200 m³ fino ad un massimo di circa 2000 m³. Generalmente al piede del versante sono stati rinvenuti solo cumuli di materiale detritico di natura calcarea, mentre la porzione di natura piroclastica è stata asportata dalla piena del torrente Castello.

Sempre nello stesso settore sono indicate con 1e (foto 3.2) e 1f due frane sviluppatesi su versanti aperti ma di modesta estensione e con volumi mobilitati inferiori ai 700 m³, costituiti dalla coltre piroclastica e da parte del substrato detritico di natura calcarea. Anche in questo caso i materiali piroclastici sono stati trasportati dalle acque del torrente Castello, che hanno lasciato al piede del versante solo i detriti calcarei (Picarelli, 2003 com. pers.).

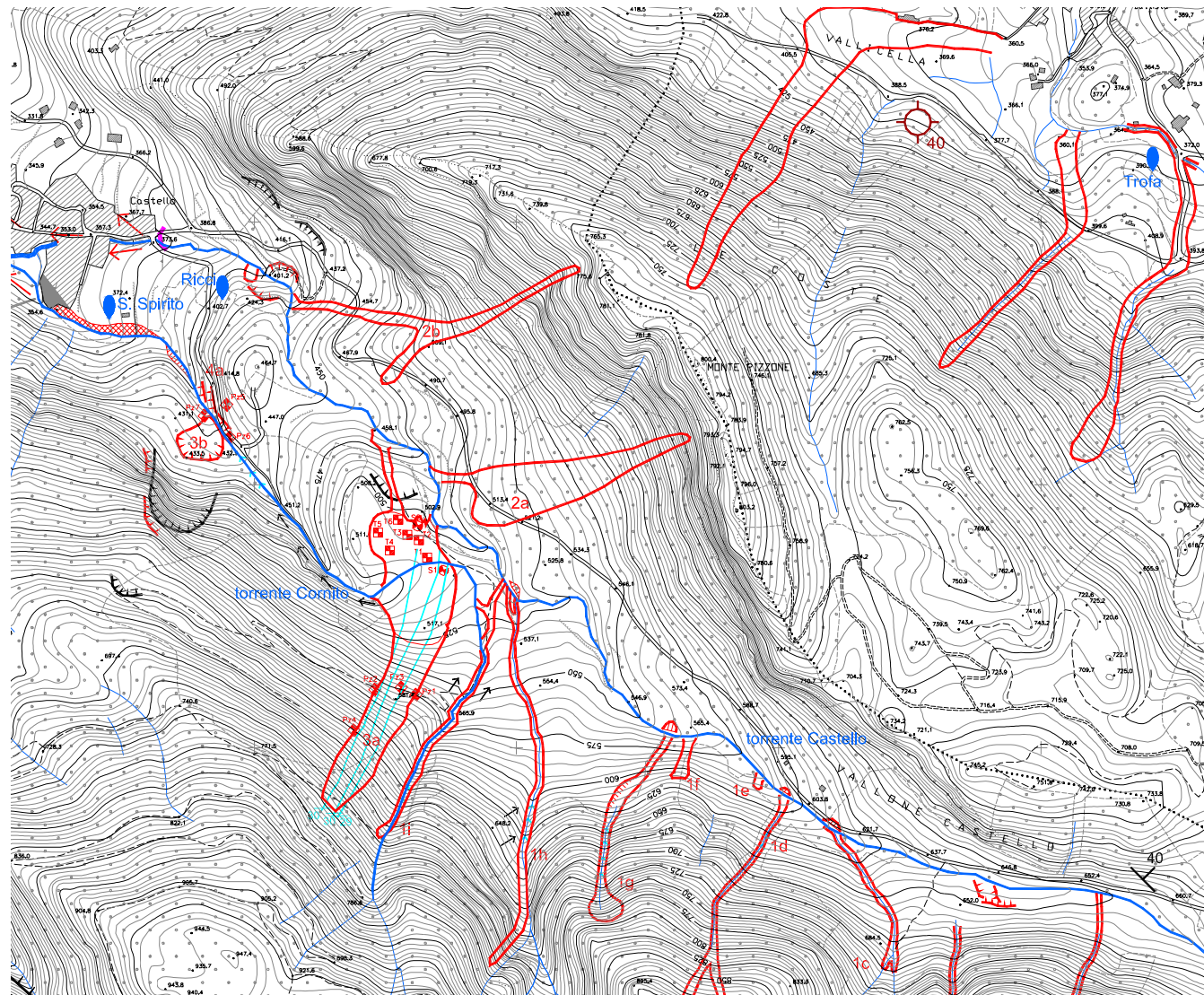


Figura 3.4 - Le frane innescatesi il 16 dicembre 1999 (da Picarelli, 2003 com. pers.).



Foto 3.2 - La frana indicata come 1e.

La frana indicata come 2a (fig. 3.4; foto 3.3) si è sviluppata su un versante aperto con pendenza media di 50° e ricoperto da detrito calcareo commisto a sabbie e limi di natura piroclastica. Dei circa 2500 m^3 di materiale franato solo 700 m^3 si sono riversati nell'alveo del torrente Castello; gli altri 1800 m^3 si sono arrestati al piede del versante invadendo la carreggiata della strada che si snoda alle pendici del massiccio montuoso.

La frana indicata come 2b (fig. 3.4; foto 3.3) individua una zona di distacco posizionata entro uno stretto impluvio e presenta, nella zona del coronamento, una sagoma arcuata e stretta, mentre nelle porzioni inferiori, dopo una biforcazione, prosegue in maniera rettilinea. Come per la frana 2a, la pendenza media è di circa 50° e i depositi coinvolti sono costituiti da detriti calcarei e piroclastici sciolti di spessore variabile, ma mai superiore ai 40 cm. La quantità di materiale asportato è stimata attorno ai 2900 m^3 e solo una piccola parte (circa 100 m^3) si è riversata nel torrente Castello.

La frana caratterizzata dalla maggiore superficie di esposizione del substrato (3a) è quella che è evoluta in colata e, incanalandosi nell'alveo del torrente Cornito, ha raggiunto il centro abitato del comune di Cervinara provocando gravi danni

e 5 morti. L'area di distacco ha una superficie di circa 25000 m² e si sviluppa tra due lievi incisioni sul versante nord orientale del Monte Cornito (foto 3.4).



Foto 3.3 - Le frane (2a, 2b) in destra del torrente Castello.

Lungo il pendio, che ha un'inclinazione media di 40°, la superficie calcarea esposta è molto irregolare e mostra delle discontinuità persistenti ed, in alcune zone, tracce di fenomeni dissolutivi dovuti al carsismo. Il coronamento del distacco si trova ad una quota di circa 750 metri, poco più a monte di un sentiero, e si sviluppa per circa 45 metri con un andamento pressoché rettilineo. La coltre piroclastica interessata dalla frana, di spessore medio di circa 1.5 metri, una volta asportata, ha formato un volume in frana superiore ai 31000 m³. Tale massa di terreno si è mossa con elevata velocità lungo il versante trasportando con sé detriti calcarei costituiti da blocchi di grosse dimensioni (circa 1 m³). Raggiunto il piede del versante la colata ha percorso circa 500 metri, buona parte dei quali in contropendenza, ed infine tornando indietro, si è incanalata nel corso del torrente Cornito raggiungendo il centro abitato dopo aver percorso più di 1500 metri.



Foto 3.4. - La frana in sinistra idraulica del torrente Cornito evoluta in colata rapida di fango.

3.3 - CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL VERSANTE

Per comprendere le cause e la dinamica degli eventi di frana del 16 Dicembre 1999 è necessario, innanzitutto, descrivere la natura e le proprietà meccaniche dei terreni coinvolti.

Un'ampia campagna di indagini in sito e di laboratorio fu eseguita subito dopo quegli eventi e consistette nella realizzazione di trincee e sondaggi dai quali furono prelevati numerosi campioni di terreno indisturbati. Nella planimetria riportata in figura 3.5 è indicata l'ubicazione dei punti di indagine, tutti concentrati nell'area interessata dalla frana principale (3a): sondaggi e trincee eseguite con mezzi meccanici furono effettuati nella zona di valle; pozzetti scavati a mano furono invece eseguiti lungo il versante. Nella zona pedemontana i sondaggi furono approfonditi fino a raggiungere il tetto della formazione calcarea, mentre le trincee interessarono solo la parte più superficiale del deposito, raggiungendo la profondità massima di circa 5m.

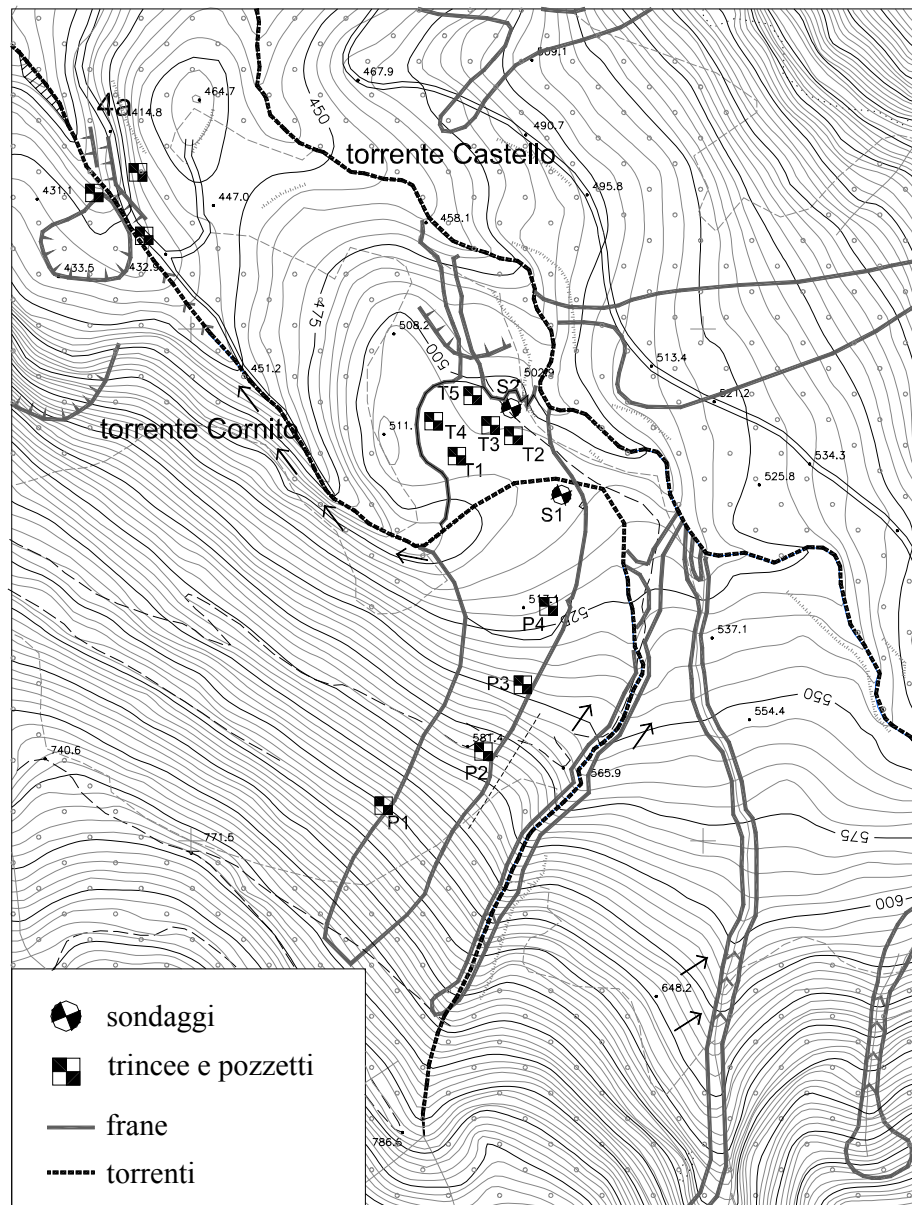


Figura 3.5 - Ubicazione indagini eseguite dopo l'evento di frana del 1999 (da Picarelli, 2003 com. pers.).

Da tali indagini risulta che, in tale zona, il banco di terreni sciolti ha una potenza di circa 20m ed è costituito da materiali di natura piroclastica con inclusioni detritiche grossolane dovute al disfacimento dei calcari di base ed agli accumuli di materiale distaccatosi dal versante. In particolare, fu possibile distinguere un orizzonte immediatamente al di sopra dei calcari fratturati di base, costituito da piroclastiti di colore marrone chiaro argillificate a causa dell'esposizione agli agenti atmosferici

prima di essere ricoperte dai prodotti delle successive eruzioni. Nello strato sono presenti pomici sparse con diametro massimo di un centimetro e calcari con spigoli arrotondati anche di dimensioni decimetriche. Tale strato è sormontato da livelli costituiti da alternanze di ceneri sabbio-limose di colore marrone scuro e pomici; l'intero pacchetto presenta uno spessore variabile tra 1.5m e 5m. Nei livelli cineritici sono incluse piccole pomici alterate e frammenti calcarei. In alcuni casi sono presenti modesti spessori di ciottoli calcarei in scarsa matrice sabbiosa piroclastica (Picarelli, 2003 com. pers.).

Come accennato, lungo il versante sono stati eseguiti scavi a mano spinti fino a una profondità di circa 2.8m. All'interno del deposito in sede, oltre una copertura vegetale di origine piroclastica di colore marrone scuro e con all'interno piccole pomici disfatte, si alternano livelli di ceneri e pomici. In particolare si distinguono dall'alto verso il basso (fig. 3.6):

- uno strato di 30÷50cm di pomici di grosse dimensioni ($d_{\max} = 5\div 6\text{cm}$), di colore grigio chiaro (*strato A*). Il deposito da caduta, di probabile origine vesuviana, presenta una struttura con gradazione inversa;
- un livello di cineriti sabbio-limose di colore marrone-rossastro con spessore variabile da 30 a 80cm (*strato B*);
- un deposito da caduta di origine flegrea avente spessore di circa 30cm, a granulometria sabbio-ghiaiosa, costituito da alternanze di straterelli cineritici e di piccole pomici ($d_{\max} = 2\div 3\text{mm}$) di colore giallastro-rossastro (*strato C*);
- piroclastiti di colore marrone, parzialmente argillificate, formanti strati dello spessore variabile tra 60 e 140cm (*strato D*).

Tutto il pacchetto piroclastico poggia su un substrato calcareo intensamente fratturato.

Le prove di laboratorio, eseguite sui campioni indisturbati prelevati dai pozzetti realizzati sul versante, riguardarono i materiali piroclastici costituenti gli strati B e D, gli unici sui quali è possibile effettuare un campionamento indisturbato. Esse consistettero in prove di compressione edometrica, cui erano accompagnate prove di permeabilità, e prove di compressione triassiale (CIU e CID) eseguite su provini saturi e a contenuto d'acqua naturale.

Per le pomici (*strati A e C*) furono eseguite soltanto determinazioni granulometriche. Sugli stessi materiali, prelevati da altri scavi realizzati lungo il versante, a partire dal 2001, è stata avviata un'intensa sperimentazione eseguita sia su provini indisturbati e ricostituiti che su modello fisico in scala ridotta (cap. IV). La sperimentazione in laboratorio è consistita nella determinazione della granulometria e delle proprietà fisiche dei terreni, nell'esecuzione di prove di compressione edometrica con associate prove di permeabilità, di prove di compressione triassiale e di prove in cella Bishop su provini parzialmente saturi (Olivares, 2001; Olivares e Piccarelli, 2003; Lampitiello, 2003).

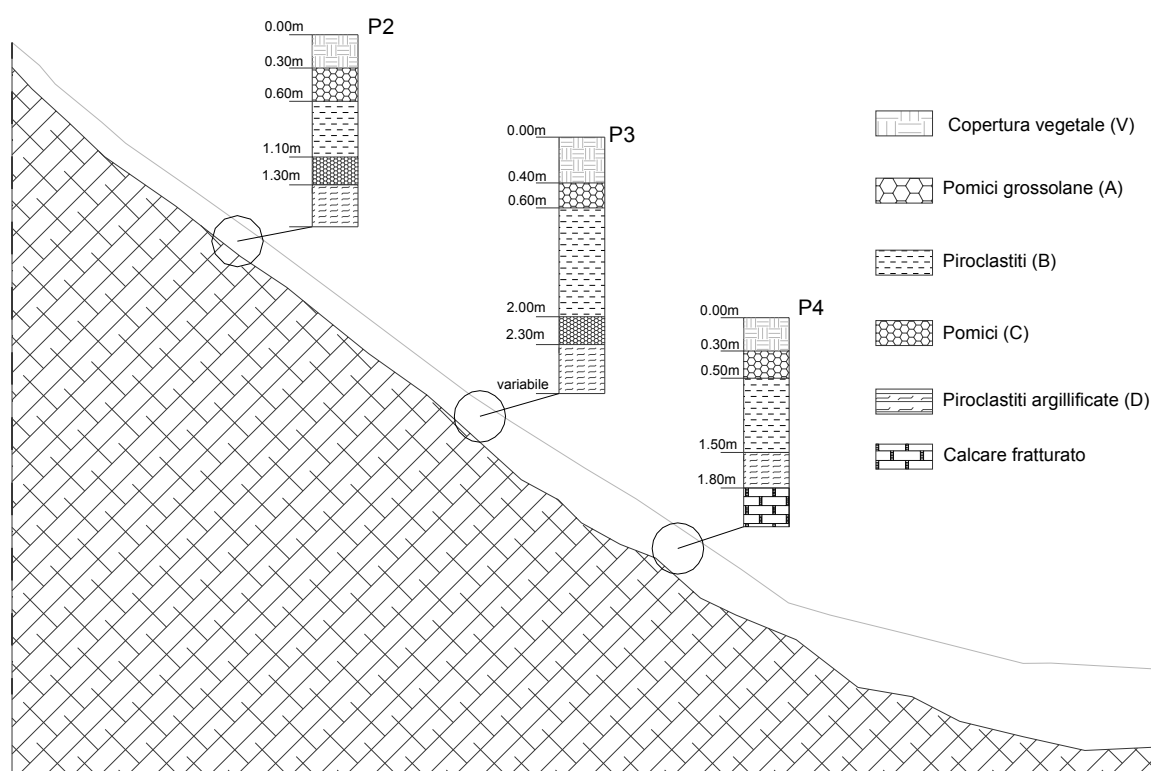


Figura 3.6 - Stratigrafia tipica del versante.

I terreni esaminati hanno dimensioni delle particelle variabili dal campo delle ghiaie a quello delle argille, così come evidenziato in figura 3.7, dove sono rappresentati i risultati di più determinazioni granulometriche relative a ciascuno dei terreni costituenti il pacchetto piroclastico. Ovviamente esiste una certa variabilità nella distribuzione granulometrica anche all'interno di uno stesso materiale, ma

una sostanziale differenza si può notare solo tra gli strati cineritici (strati B e D), classificabili da sabbie ghiaiose debolmente limose a sabbie limose debolmente argillose, e quelli pumicei (strato A e C), classificabili da ghiaia con sabbia a sabbia con ghiaia debolmente limosa, ciascuno dei quali caratterizzato da un differente grado di uniformità. In particolare, il migliore assortimento granulometrico si ritrova nelle pomici C che presentano un valore del coefficiente di uniformità pari a 42. Una maggiore uniformità mostrano le ceneri vulcaniche, con valori medi del coefficiente di uniformità che scende a 25 e le pomici grossolane caratterizzate da un valore di U di appena 5 (tab. 3.1).

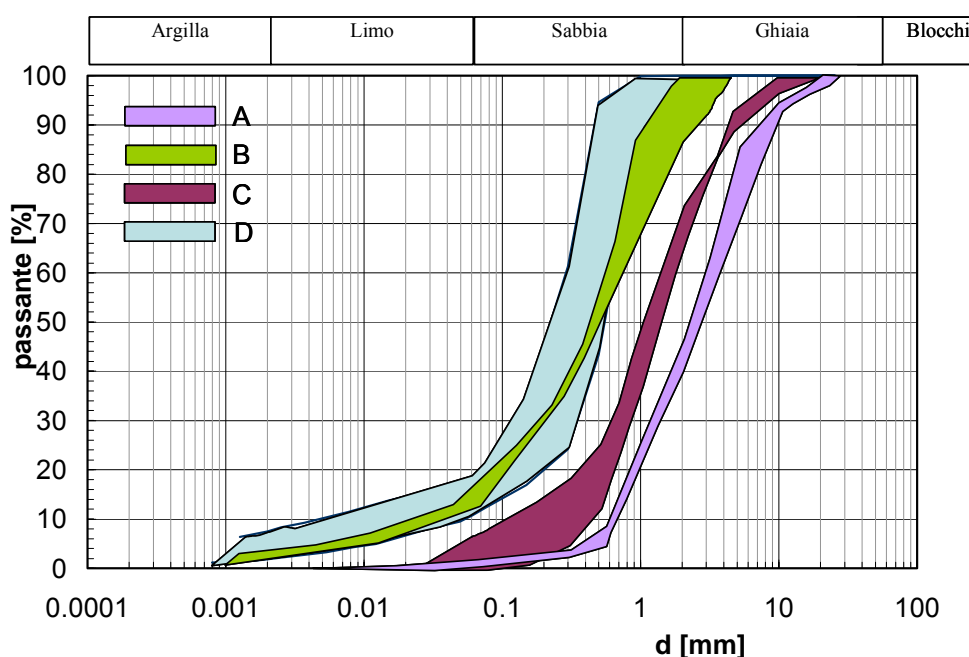


Figura 3.7 - Fusi granulometrici delle cineriti e delle pomici in sede.

In tabella 3.1 sono riportate alcune proprietà delle cineriti prelevate nel corso del 2002-2003. I materiali sono dotati di un basso peso dell'unità di volume dovuto all'elevata porosità legata alla modalità di formazione del deposito. I materiali sono parzialmente saturi e pertanto il contenuto d'acqua ed il grado di saturazione sono variabili nel tempo in quanto risentono delle condizioni ambientali: generalmente, comunque, gli strati cineritici presentano un grado di saturazione lontano dall'unità (minore del 75%). Solo nel caso delle piroclastiti argillificate, prelevate in piena

stagione invernale in corrispondenza della frana, si rileva un grado di saturazione prossimo all'unità a causa dell'esposizione diretta di tali materiali agli agenti atmosferici. In alcuni casi sono state effettuate misure di suzione con tensiometro portatile (*Quick-Draw*) in corrispondenza dei punti di prelievo. I valori misurati sono congruenti con i valori di contenuto d'acqua dei materiali.

Tabella 3.1 - Proprietà fisiche delle cineriti.

Strato	Materiale	Data prelievo	Gs	γ [kN/m ³]	n [%]	w	S _r [%]	suzione (*) [kPa]
B	cineriti	28/05/02	25.9	14.2	74.0	0.8	71.0	20.0
D	piroclastiti alterate	28/05/02	27.0	15.9	54.0	0.3	75.0	14.0
B	cineriti	20/09/02	-	10.9	71.0	0.5	48.0	-
B	cineriti	16/10/02	-	12.4	70.0	0.6	69.0	12.0
B	cineriti	27/12/02	-	-	-	0.6	-	-
D (**)	piroclastiti alterate	21/01/03	27.0	16.0	55.0	0.4	95.0	-
B	cineriti	26/02/03	26.4	11.5	71.0	0.6	63.0	-

(*) misure effettuate nel sito di prelievo con Quick-Draw

(**) prelievo effettuato a bordo frana

In tabella 3.2 sono riassunte le principali proprietà fisiche dei terreni costituenti il deposito del versante monitorato. Le pomici dello strato A sono dei materiali alquanto uniformi e molto leggeri a causa della loro porosità intrinseca. Le pomici C possiedono, invece, un peso dell'unità di volume analogo a quello delle cineriti B; anche le dimensioni massime delle particelle ed il contenuto di fino è lo stesso per i due materiali, tuttavia, le pomici presentano un maggior assortimento granulometrico rispetto alle ceneri vulcaniche. Le piroclastici argillificate sono i materiali con il più alto contenuto di fino e minore porosità per cui presentano anche il maggiore peso dell'unità di volume.

Tabella 3.2 - Proprietà fisiche medie dei materiali.

Strato	Materiale	d _{max} [mm]	U	<60 μ m [%]	Gs	γ [kN/m ³]	n [%]
A	pomici grossolane	30	5	4	2.64	10.0	-
B	cineriti	25	25	6	2.60	12.0	70.0
C	pomici	25	42	6	2.64	12.0	-
D	piroclastiti alterate	10	25	12	2.60	15.9	54.2

Le caratteristiche idrauliche delle cineriti sono state indagate attraverso prove di permeabilità in edometro, in condizioni di completa saturazione. La cinerite B presenta una permeabilità che ai bassi livelli tensionali presenti in sito assume un valore di circa $5 \cdot 10^{-5}$ m/s (fig. 3.8).

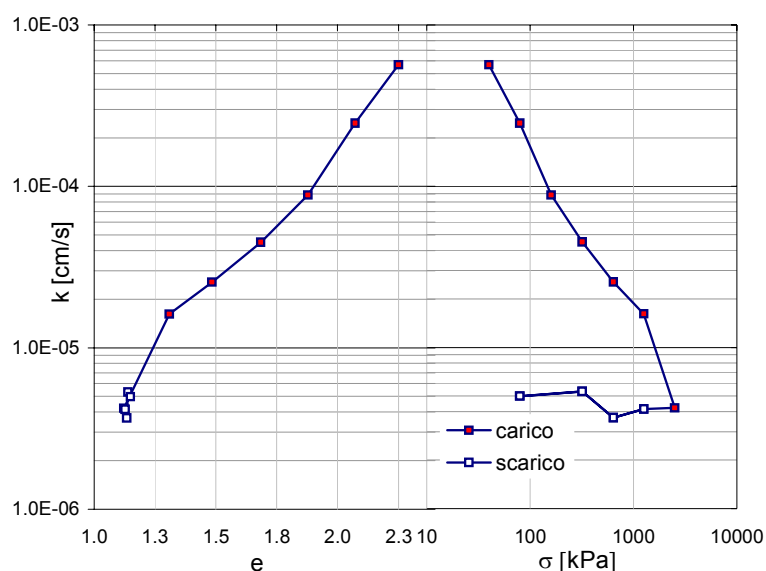


Figura 3.8 - Permeabilità delle cineriti B ricavata in edometro per diversi gradini di carico.

Le piroclastici argillificate dello strato D presentano valori più bassi e dell'ordine di 10^{-7} m/s a causa della maggiore percentuale di fino e della minore porosità che le contraddistingue.

Le condizioni di parziale saturazione in cui versano tali terreni fa sì che la permeabilità in sito assuma valori ridotti rispetto a quella satura anche di alcuni ordini di grandezza. Nicotera (1998) mostra che le pozzolane del Napoletano presentano valori di permeabilità satura dell'ordine di 10^{-8} m/s che possono ridursi, al diminuire del grado di saturazione del materiale, fino a valori di 10^{-10} m/s in corrispondenza di valori di suzione pari a 100kPa.

In figura 3.9 sono riportati i risultati di una prova edometrica eseguita sulle cineriti dello strato B. A partire da una tensione verticale analoga a quella presente in sito alla profondità di prelievo e dopo aver saturato il provino, è stato incrementato il carico secondo una progressione geometrica fino ad un valore massimo di

2515kPa. Successivamente si è avviata la fase di scarico fino a 80kPa. Il modulo edometrico nel campo tensionale indagato presenta, nella fase di carico, valori compresi tra circa 1MPa e 15MPa.

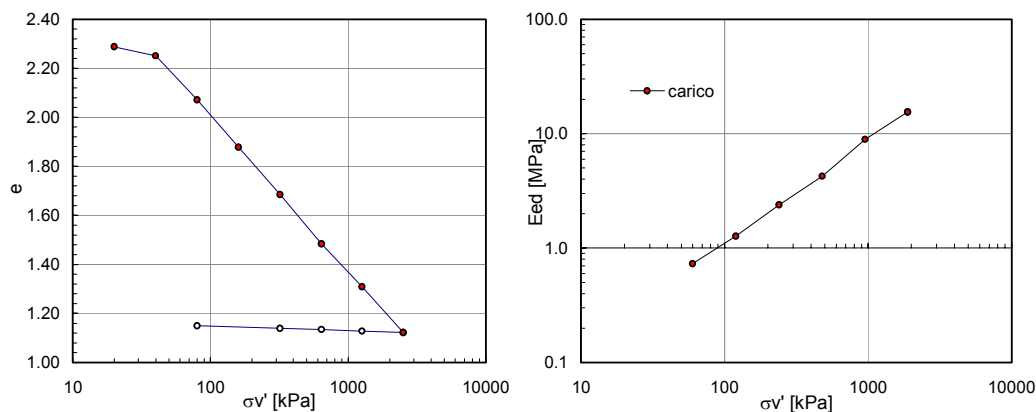


Figura 3.9 - Risultati di una prova edometrica eseguita sulle cineriti B.

Le caratteristiche di resistenza dei terreni in condizioni di completa saturazione, sono state indagate mediante prove di compressione triassiale del tipo consolidato isotropicamente drenate (CID) e non drenate (CIU). Queste sono state eseguite sia su campioni naturali (CID e CIU) che ricostituiti (CIU). I provini naturali, a causa della loro alta porosità (*strato B*) e dell'assenza di legami interparticellari sono stati saturati con una particolare tecnica, che prevede l'utilizzo di acqua e di anidride carbonica, al fine di evitare il collasso volumetrico che si avrebbe, con la procedura ordinaria, per effetto dell'annullamento dei menischi (Olivares e Picarelli, 2001a; Olivares et al., 2003). I provini rimaneggiati sono stati preparati con la tecnica del “*moist-tamping*” e con contenuti d'acqua compresi tra il 25% ed il 35% riuscendo così a riprodurre campioni con indice di porosità prossimi a quelli in sito (Lampitiello, 2003).

Nelle prove drenate, le cineriti dello strato B hanno mostrato un comportamento stabile e contraente ed hanno restituito valori della resistenza caratterizzati da coesione efficace nulla e da un angolo d'attrito di circa 38° (fig. 3.10); al contrario, nelle prove non drenate esse presentano un comportamento instabile, anche se raggiungono lo stesso inviluppo di resistenza ottenuto nelle prove drenate.

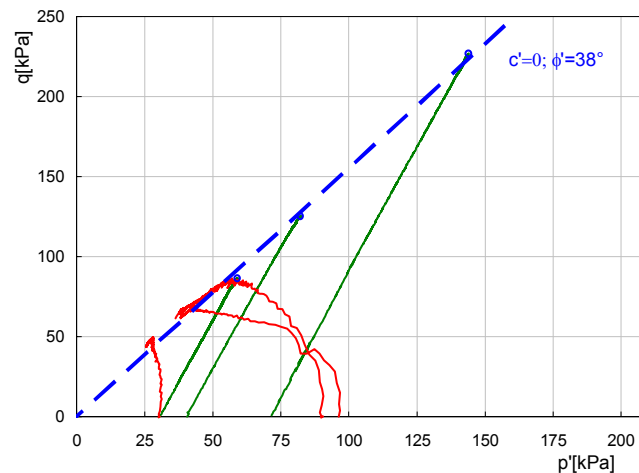


Figura 3.10 - Risultati di prove CID e CIU su campioni indisturbati di piroclastiti dello strato B (da Olivares, 2001).

Le prove non drenate eseguite sia su provini naturali (Olivares, 2001) (fig. 3.11) che ricostituiti (Lampitiello, 2003) (fig. 3.12), sono servite a verificare la possibilità di utilizzare la linea di Stato Stazionario (SSL) per l'individuazione della "susceptibilità alla liquefazione" di questi terreni, così come proposto da Sladen et al. (1985). Mediante prove CIU e CAU su provini ricostituiti a diverse porosità, Lampitiello (2003) ha analizzato l'influenza della porosità iniziale e delle condizioni di consolidazione. I risultati delle prove CIU hanno evidenziato che per porosità elevate (circa 70%) si registra una forte riduzione di resistenza; in particolare, per tensioni di confinamento basse, questa può tendere a zero (liquefazione statica) (fig. 3.11).

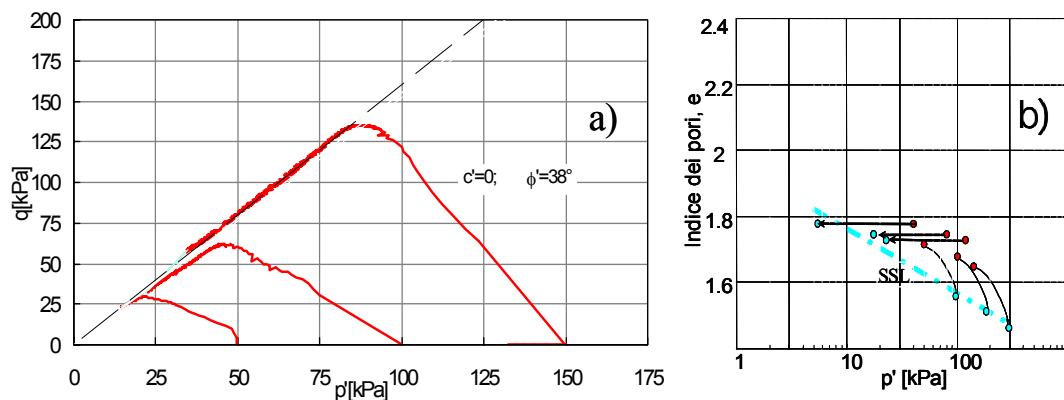


Figura 3.11 - Risultati di prove CIU su provini naturali di cineriti B saturati in laboratorio (da Olivares, 2001).

Per porosità relativamente basse, invece, il comportamento non drenato risulta stabile così come evidenziato nella figura 3.12, dove si nota che per valori dell'indice dei pori, di fine consolidazione, minori di 1.8 il comportamento varia da temporaneamente instabile a stabile.

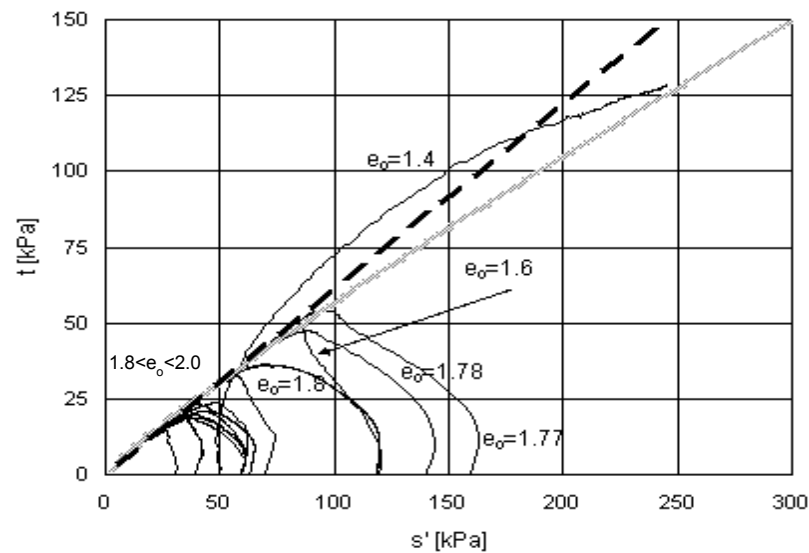


Figura 3.12 - Resistenza non drenata di ceneri B ricostituite in laboratorio a differenti valori di porosità (da Lampitiello, 2003).

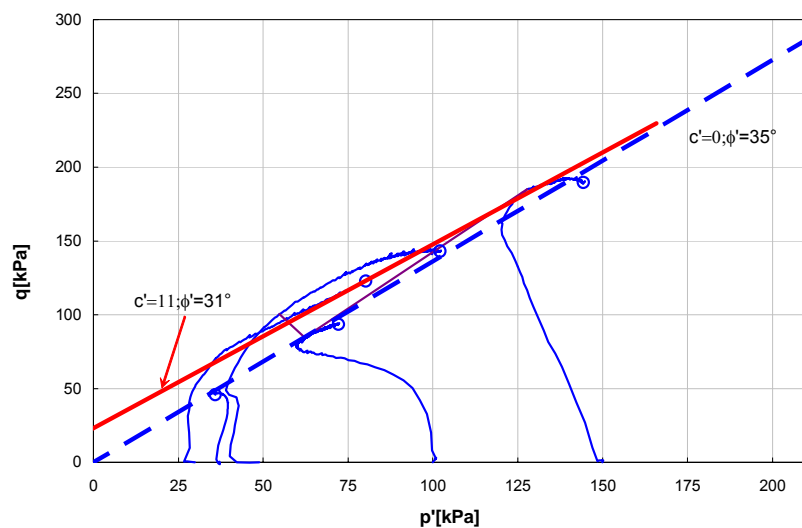


Figura 3.13 - Risultati di prove CIU sul campioni indisturbati di piroclastiti dello strato D (da Olivares, 2001).

I materiali costituenti lo strato D presentano, in condizioni di completa saturazione, una coesione di circa 11kPa ed un angolo d'attrito di 31° (fig. 3.13). Il comportamento osservato nel corso di prove consolidate isotropicamente non drenate non è contraddistinto da caduta di resistenza.

Le caratteristiche idrauliche e meccaniche delle sole ceneri vulcaniche costituenti lo strato B, in condizioni di parziale saturazione, sono state investigate mediante prove eseguite su campioni naturali in cella Bishop.

La curva caratteristica della cinerite è stata ricavata utilizzando una cella Bishop attrezzata per eseguire prove a suzione controllata. In tale apparecchiatura la suzione viene misurata con la tecnica della traslazione d'assi (cfr. par. 3.4.1), le deformazioni assiali tramite trasduttori LVDT e LDT (Tatsuoka et al., 1999), i valori medi delle deformazioni radiali mediante le variazioni di livello, rispetto ad un riferimento fisso, dell'acqua contenuta in un cilindro metallico coassiale al provino, il contenuto d'acqua attraverso un sistema di misura di variazioni di volume costituito da una coppia di burette in comunicazione idraulica col provino; le misure dei dislivelli d'acqua vengono effettuate mediante un trasduttore di livello. La pressione dell'acqua viene applicata alla base del provino attraverso una piastra porosa ad alto ingresso d'aria (200kPa), la pressione dell'aria è applicata in testa attraverso una piastra porosa convenzionale.

La prova è stata eseguita su di un campione indisturbato di dimensioni $d=68\text{mm}$ e $h=140\text{mm}$. Inizialmente è stata applicata una tensione netta di 5kPa al provino al fine di conferirgli un leggero stato di confinamento durante la fase di avvicinamento del pistone. Successivamente, la pressione dell'aria e la tensione media totale sono state incrementate lentamente (con una velocità di 2kPa/h) e si sono misurati i valori di pressione neutra alla base del provino. Grazie a questi lenti incrementi dello stato tensionale, la pressione dell'aria resta uniforme all'interno del provino e si riescono a raggiungere i valori di suzione e tensione netta presenti in sito all'atto del campionamento. A partire da tale condizione, è stata avviata la fase di desaturazione del provino al fine di ricavarne la curva di ritenzione idrica. La pressione dell'acqua è stata ridotta con una velocità di 1kPa/h tenendo costante sia la pressione dell'aria che quella di cella.

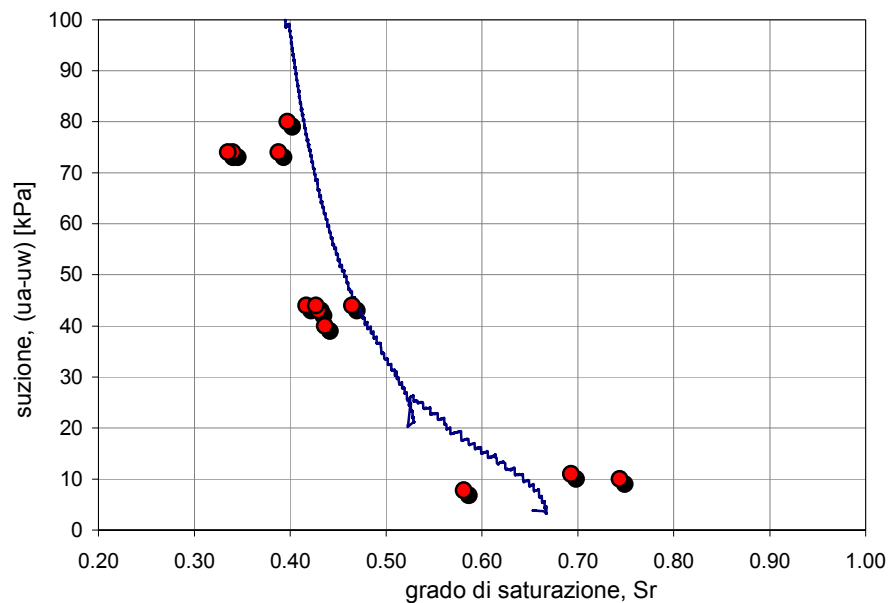


Figura 3.14 - Curva di ritenzione idrica della piroclastite B ricavata in cella Bishop.

In figura 3.14 è rappresentata la curva caratteristica ottenuta nella prova; al contenuto d'acqua naturale all'atto del campionamento corrisponde un grado di saturazione del 67% ed una suzione di 4kPa. La granulometria di questo materiale è tale da conferirgli un basso valore d'ingresso d'aria (inferiore ai 10kPa), dettato dalle particelle di dimensioni maggiori, mentre, l'effetto della frazione granulometrica più piccola ($<60\mu\text{m}$), si risente in corrispondenza di valori di suzione compresi tra 40 e 100kPa laddove si verificano i maggiori gradienti di suzione. Nella determinazione della curva caratteristica non si sono applicati valori di suzione superiori ai 100kPa, e dunque è risultato possibile valutare il grado di saturazione residuo, dal momento che essi non si registrano, usualmente, in sito.

Dati di suzione, reperiti in aree che sono state interessate da catastrofiche colate di fango in Campania, riportati da Cascini e Sorbino (2002, 2003) e, con riferimento ad aree ubicate nella città di Napoli, da Evangelista et al. (2001) e Picarelli e Olivares (2001), confermano che la suzione varia fortemente con le stagioni e può raggiungere valori fino a 80kPa nella stagione estiva. Valori maggiori di suzione non sono stati registrati neanche nel corso del monitoraggio delle pressioni neutre effettuato lungo il versante in esame (cfr. par. 3.4).

Nella figura 3.14 sono riportati i punti sperimentali relativi alle condizioni iniziali imposte nelle prove triassiali a suzione controllata su provini naturali, effettuate da Olivares (2001); si può notare il buon accordo esistente tra tali punti e la curva caratteristica del materiale. Si osservi che la sperimentazione copre i campi di variazione di suzione che si riscontrano comunemente in sito.

Le caratteristiche di resistenza della cinerite B, in condizioni di parziale saturazione, sono state determinate mediante prove a suzione controllata su campioni naturali (Olivares, 2001). In esse il provino viene portato a rottura controllando il valore della suzione. In figura 3.15a i risultati ottenuti vengono confrontati con l'involuppo di resistenza ottenuto su provini saturi dello stesso terreno: la suzione assicura ai terreni una maggiore resistenza al taglio schematizzabile attraverso una intercetta di coesione.

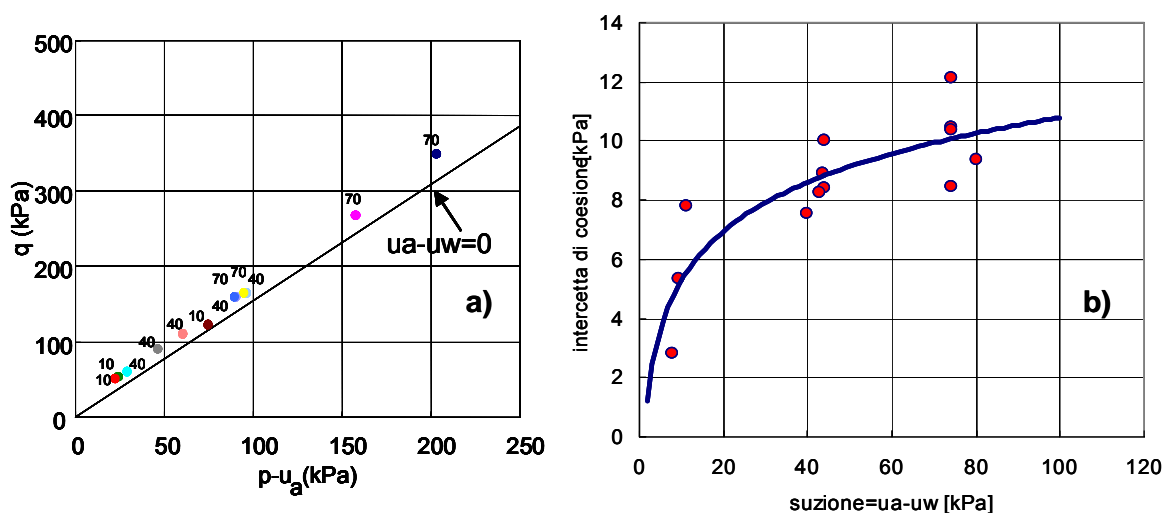


Figura 3.15 - Risultati di prove a suzione controllata su campioni indisturbati dello strato B: a) confronto tra i valori della resistenza per diversi valori della suzione; b) intercetta di coesione in funzione della suzione (da Olivares, 2001).

Nella figura 3.15b viene evidenziata la dipendenza dalla suzione $u_a - u_w$ dell'intercetta di coesione, ottenuta imponendo per ogni provino o gruppo di provini soggetti alla stessa suzione, l'angolo di attrito di 38° misurato nelle prove eseguite sui provini saturi (Olivares, 2001); si rileva che anche modesti valori di suzione conducono ad una coesione non trascurabile. Dati simili sono stati ottenuti da

Evangelista et al. (2002) in prove di taglio diretto su campioni di pozzolane del napoletano a contenuto d'acqua naturale.

Dai dati sperimentali raccolti si può concludere che la copertura del versante in esame è costituita da strati di materiali aventi la medesima origine (piroclastica) ma con proprietà fisiche e meccaniche molto diverse. A parte lo strato vegetale, granulometricamente simile allo strato B pur presentando un leggero stato di alterazione (humificato), i materiali possono essere distinti in due gruppi: ceneri e pomici. Il primo gruppo è costituito dalle piroclastiti B e D aventi d_{max} variabile tra 4.5 e 2mm con un contenuto di fine che al limite assume il valore del 20%, mentre al secondo gruppo appartengono le pomici A e C con d_{max} variabile tra 20 e 10mm e contenuto di fine trascurabile (circa 7% nelle pomici C). La composizione granulometrica giustifica i valori di permeabilità relativamente elevati di tutti gli strati costituenti la copertura. Questi valori, comunque, sono fortemente influenzati dal grado di saturazione. Ovviamente, per la struttura dei depositi, la permeabilità d'assieme è fortemente anisotropa e può influenzare notevolmente il regime delle acque sotterranee a seguito dei fenomeni di infiltrazione.

Il modesto grado di saturazione che spesso caratterizza questi terreni determina l'esistenza di una suzione significativa prevalentemente nei terreni di granulometria medio-fine (cineriti). Questa assume valori dipendenti dalla granulometria e dalle condizioni ambientali, con valori minimi nelle stagioni umide e massimi nelle stagioni secche. La suzione assicura a questi terreni una elevata resistenza al taglio, caratterizzata da una significativa intercetta di coesione.

Sia le cineriti B che D in prove di tipo drenato eseguite sui provini saturi mostrano un comportamento duttile e contraente. L'angolo di attrito è piuttosto elevato e varia tra 31° (strato D) e 38° (strato B), la coesione è praticamente nulla nelle piroclastiti B, a dimostrazione che esse non hanno subito un processo di cementazione, mentre, le piroclastiti D presentano una coesione efficace di circa 11kPa.

Provini naturali saturati di piroclastiti B, in prove non drenate, hanno mostrato un comportamento fragile, caratterizzato da una forte caduta della resistenza a causa delle sovrappressioni neutre indotte dalle deformazioni che insorgono durante il processo di rottura. Questo risultato suggerisce che, in sito, una volta satu-

rate queste ceneri possono essere suscettibili di liquefazione (Olivares e Picarelli, 2001a). Lo stesso comportamento non è stato, invece, osservato nelle ceneri D.

3.4 - IL MONITORAGGIO DEL VERSANTE: PROGETTO, RISULTATI, ANALISI

La distribuzione delle pressioni neutre e le modalità con cui esse si modificano in occasione di eventi meteorici giocano un ruolo fondamentale sul comportamento dei pendii e sui possibili meccanismi di rottura e di evoluzione post-rottura. Tale distribuzione dipende dalla struttura stratigrafica, dalla granulometria e dal grado di saturazione dei singoli strati, cui è legata la permeabilità. Inoltre, un ruolo importante possono avere locali variazioni morfologiche del versante.

Allo scopo di valutare la risposta idraulica del versante alle precipitazioni meteoriche, nell'area di distacco della frana principale (3a) sono state installate cinque stazioni tensiometriche ed un pluviometro. L'intero deposito si trova usualmente in condizioni di parziale saturazione dal momento che la falda freatica è molto profonda e localizzata all'interno del substrato calcareo fratturato. Per questo motivo, una sua risalita fino al raggiungimento della coltre piroclastica che comporti una circolazione idrica interagente con quella della copertura risulta molto improbabile. Pertanto, variazioni del grado di saturazione nel pacchetto piroclastico possono verificarsi solo per effetto dell'infiltrazione meteorica e a causa di fenomeni di evapotraspirazione. Per la maggior parte del tempo, quindi, le pressioni neutre assumono valori negativi, e solo in casi particolari questi possono annullarsi o addirittura diventare positivi. Per tale motivo, per il monitoraggio è stato necessario utilizzare dispositivi in grado di leggere i valori negativi delle pressioni neutre.

Note le possibili correlazioni tra eventi di pioggia e distribuzione delle pressioni neutre, un siffatto monitoraggio può permettere di individuare delle plausibili soglie di allarme. Inoltre, dopo aver acquisito una sufficiente conoscenza in merito alle proprietà meccaniche ed idrauliche della copertura, con l'ausilio di analisi numeriche, prove in scala ridotta, etc., è possibile calibrare un modello valido per l'individuazione delle intensità di pioggia critiche nel sito in esame.

3.4.1 - MISURE DI SUZIONE

3.4.1.1. *Cenni sul significato fisico di suzione*

Un terreno non saturo è un sistema trifase composto da particelle solide, acqua ed aria. L'acqua è presente sia nella fase liquida sia nella fase aeriforme, in forma di vapore. La fase liquida, in generale, non è costituita da acqua pura, ma contiene in soluzione sali minerali ed aria. Una miscela di vari gas, tra cui il vapore acqueo, costituisce la fase aeriforme. Le superfici di separazione tra le fasi, dette interfasi, hanno caratteristiche fisiche e chimiche diverse rispetto alle fasi stesse. In un terreno non saturo si possono individuare tre tipi di interfasi: solido/liquido, solido/gas, liquido/gas.

Il comportamento meccanico dei terreni parzialmente saturi dipende essenzialmente dall'interazione tra l'acqua e lo scheletro solido (Aitchison, 1965; Krahn, 1972; Wray, 1984; Fredlund e Rahardjo, 1993a).

La fase liquida interagisce con la fase solida attraverso due meccanismi; la *capillarità* e l'*adsorbimento* (Hillel, 1982). La capillarità è conseguenza della tensione superficiale: il modello più semplice per descriverla è quello di un tubo capillare in cui l'interfase aria/acqua non è piana e si comporta come una membrana in trazione, il che comporta l'insorgere di una differenza di pressione tra le due fasi. L'adsorbimento è determinato dalla formazione di un involucro di idratazione sulla superficie delle particelle solide, all'interno del quale si sviluppano azioni di natura chimico-fisica.

La presenza di una pellicola d'acqua adsorbita così come quella dei menischi capillari è particolarmente importante nei terreni argillosi. Nei terreni sabbiosi, invece, l'adsorbimento ha una importanza ridotta e i fenomeni capillari rivestono un ruolo predominante.

Poiché non è possibile misurare direttamente le forze di interazione, in genere, per valutare la loro entità e gli effetti che esse hanno sullo scheletro solido, si determina una grandezza fisica ad esse legata.

Seguendo un approccio di tipo meccanico che consiste nel considerare la sola energia idraulica (meccanica) dell'acqua presente nel terreno, ed in base a considerazioni di equilibrio idraulico, viene definita la suzione, che è utilizzata per de-

scrivere lo stato di sforzo agente sullo scheletro solido per effetto dell'interazione tra fase gassosa e fase liquida. La suzione è definita come la differenza di pressione tra la fase aeriforme e la fase liquida, $s = u_a - u_w$.

Questa definizione appare coerente nel caso dei terreni granulari, in cui i fenomeni di adsorbimento sono trascurabili; non lo è più nel caso dei terreni argillosi. È più opportuno, pertanto, definire la suzione considerandola una misura della differenza tra il contenuto energetico dell'acqua quando si trova all'interno dei pori del terreno e quando non interagisce con alcuna fase solida. In questo modo viene definita la suzione di matrice, intesa come una grandezza che è positiva quando la pressione dell'acqua è minore di quella atmosferica e che quantifica l'affinità dell'acqua con la matrice solida nel suo insieme. La suddetta affinità varia fortemente al variare del grado di saturazione.

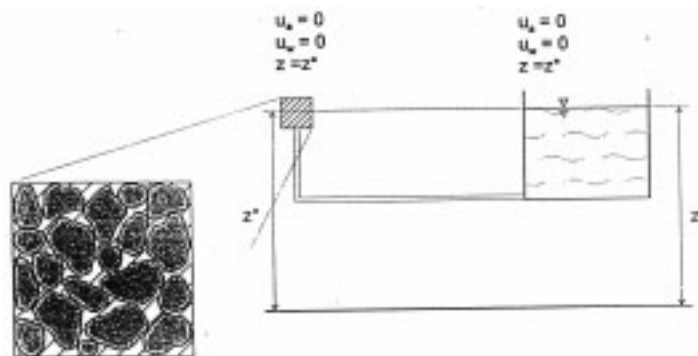


Figura 3.16 - Volume elementare di terreno in equilibrio con acqua libera (suzione nulla).

Con riferimento al volume di terreno saturo di figura 3.16, in equilibrio con acqua libera, se lo si volesse desaturare applicando una leggera depressione (suzione di matrice) abbassando il serbatoio di destra, non si osserverebbe alcuna fuoriuscita d'acqua fino a quando il valore della depressione non superasse quello massimo possibile nei pori di dimensioni maggiori. Ogni poro può infatti essere assimilato ad un tubo capillare; pertanto, la differenza di pressione che in esso può sussistere tra la fase aeriforme e quella liquida ha un valore limite funzione della geometria e delle dimensioni della sua sezione trasversale nonché della natura della superficie delimitante il poro stesso. Il valore della suzione cui corri-

sponde l'inizio della desaturazione viene detta pressione di ingresso dell'aria. I terreni a grana grossa, avendo, rispetto ai terreni a grana fine, pori di dimensioni maggiori, presentano valori di ingresso dell'aria sensibilmente minori.

Finora non si è tenuto conto della possibilità di formazione di un flusso osmotico dovuto alla presenza di zone a diversa concentrazione salina all'interno dell'acqua interstiziale. A rigore, quindi, la suzione totale è data dalla somma di quella di matrice e di quella osmotica, intesa come la depressione da applicare all'acqua pura perché essa sia in equilibrio con l'acqua di porosità:

$$s = (u_a - u_w) + \Sigma$$

Nel caso di terreni granulari la suzione di matrice viene assunta pari alla differenza tra la pressione dell'aria e quella dell'acqua interstiziale. Inoltre, potendo ritenere l'aria presente nei pori in comunicazione con l'atmosfera, si può assumere per essa un valore nullo, per cui, la suzione corrisponde semplicemente ad una pressione neutra negativa.

3.4.1.2 Gli strumenti per la misura della suzione

In commercio sono disponibili diversi strumenti di misura della suzione, con caratteristiche variabili a seconda delle diverse esigenze; pertanto, essi devono essere scelti opportunamente tra quelli disponibili, ed adeguatamente tarati. A tal fine sono state consultate la bibliografia del settore e le schede tecniche dei vari dispositivi disponibili sul mercato. Poiché esistono strumenti in grado di misurare la suzione totale, altri capaci di misurare la sua componente matriciale ed altri ancora quella osmotica, nel seguito vengono illustrati i principali strumenti e tecniche di misura, nonché le relative procedure di calibrazione.

Misure della suzione totale

Le misure di suzione totale sono importanti nel campo delle suzioni elevate dove le misure di suzione di matrice sono difficili da ottenere. La componente matriciale della suzione ha, infatti, una relazione diretta con il contenuto d'acqua del terreno; la suzione osmotica, invece, non è legata a tali cambiamenti. Così una variazione della suzione totale è rappresentativo di un cambiamento nella suzione

matriciale (Fredlund e Rahardjo, 1993b) . La suzione totale dei terreni viene misurata essenzialmente per via indiretta attraverso misure di umidità. A sua volta, l'umidità può essere misurata direttamente o per via indiretta: nel primo caso si utilizzano degli strumenti detti psicrometri, mentre nel secondo caso la misura può essere fatta utilizzando un filtro di carta come sensore in equilibrio con la suzione nel terreno o strumenti che sfruttano la tecnica della riflettometria nel dominio temporale (TDR).

Psicrometri

Per la misura dell'umidità relativa dell'aria presente nei pori del terreno, vengono di norma utilizzati psicrometri a termocoppia. L'umidità relativa è collegata alla suzione totale attraverso la relazione:

$$s = -\frac{RT}{v_{w0}\omega_v} \ln\left(\frac{u_v}{u_{v0}}\right) \quad (3.1)$$

dove R [J/(mol K)] è la costante (molare) universale dei gas, T [K] è la temperatura assoluta, v_{w0} [m³/kg] rappresenta il volume specifico dell'acqua, ω_v [kg/kmol] è la massa molecolare del vapore acqueo, ed il rapporto u_v/u_{v0} rappresenta l'umidità relativa del terreno (rapporto tra pressione parziale del vapore d'acqua nei pori e pressione di saturazione su di una superficie piana alla stessa temperatura). Ad una fissata temperatura le costanti dell'equazione (3.1) assumono un ben determinato valore e la suzione risulta funzione della sola umidità relativa del terreno.

Esistono fondamentalmente due tipi di psicrometri a termocoppia, chiamati “*Wet-Loop*” (Richards e Ogata, 1958) e “*Peltier*” (Spanner, 1951). Con entrambi questi strumenti la misura dell'umidità relativa viene ricondotta a quella della differenza di temperatura tra una superficie non evaporante (bulbo asciutto) e una superficie evaporante (bulbo bagnato). Gli psicrometri “*Wet-Loop*” e “*Peltier*” si diversificano nel modo con il quale viene indotta la evaporazione.

Lo psicrometro *Peltier* (fig. 3.17) è quello più comunemente usato nell'ingegneria geotecnica: esso sfrutta proprio l'effetto *Peltier* che consiste nella differenza di temperatura che si genera per effetto del passaggio di una corrente in un circuito costituito da due metalli differenti. Invertendo il verso di percorrenza della corrente nel circuito è possibile invertire anche il segno della differenza di temperatura. Mediante l'uso di una termocoppia che misura il gradiente termico, si risale al valore dell'umidità relativa in base alla procedura seguente. L'effetto *Peltier* viene usato per raffreddare una giunzione della termocoppia in modo da raggiungere il punto di temperatura di rugiada dell'atmosfera circostante; così il vapore acqueo si condensa sulla giunzione. L'acqua condensata tende ad evaporare, causando un'ulteriore riduzione della temperatura nella giunzione. La riduzione di temperatura è una funzione dell'evaporazione, che è a sua volta dipendente dalla pressione di vapore acqueo dell'atmosfera. Misurando le variazioni di temperatura dovute a processi di evapotraspirazione, si risale all'umidità relativa. La circolazione di corrente determina anche un riscaldamento del circuito (effetto Joule) e, oltre un certo valore dell'intensità di corrente, questo prevale (Spanner, 1951). Esiste, quindi un limite all'entità del raffreddamento ottenibile con questo tipo di psicrometro. Lo psicrometro è connesso a un'unità di controllo per l'applicazione della corrente ed a un microvoltmetro per la misura della forza elettromotrice generata durante il processo di evaporazione.

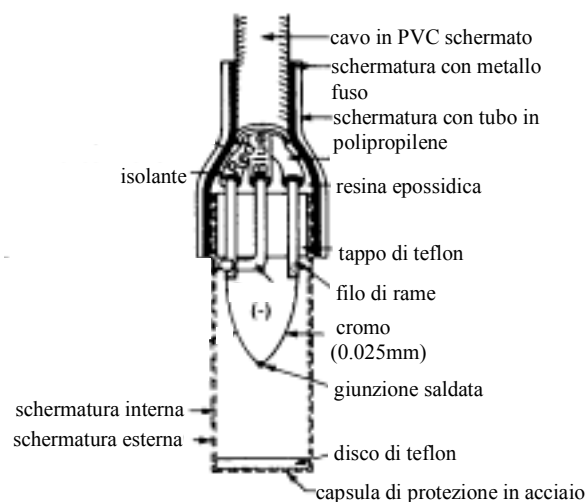


Figura 3.17 - Psicrometro "*Peltier*" (da Brown e Collins, 1980).

La suzione più bassa che può essere misurata mediante psicrometri a termocoppia è di circa 100kPa. Questo limite corrisponde a una umidità relativa del 100% che produce subito condensazione sulla termocoppia.

Gli psicrometri vengono adoperati sia in laboratorio, inserendoli in campioni di terreno disposti in appositi contenitori termostatici, che in sito, protetti da capsule porose che possono essere di diverso materiale a secondo dell'uso. Nelle misure della suzione totale in laboratorio l'umidità relativa è misurata dopo che è stato raggiunto l'equilibrio tra l'aria vicino alla termocoppia e quella nei pori del campione di terreno.

Prima di eseguire le misure, occorre verificare il raggiungimento delle condizioni di equilibrio termico che viene assicurato, nella fase iniziale, da una lettura pari a 0 sul microvoltmetro. Per misure della suzione totale, con un accuratezza di 10kPa, è richiesto un campo di temperatura controllata pari a $\pm 0,001^\circ\text{C}$ (Krahn e Fredlund, 1972).

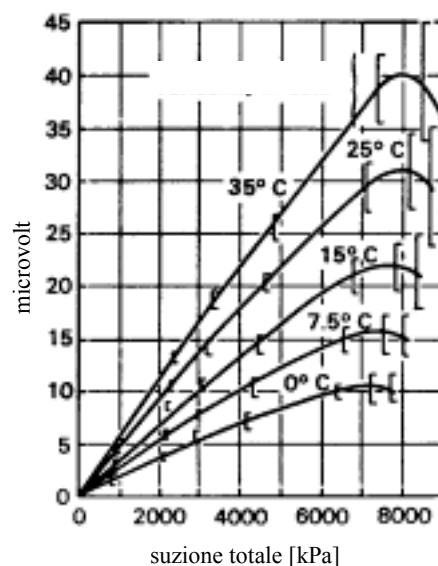


Figura 3.18 - Curve di calibrazione di uno psicrometro (da Richards, 1974).

La calibrazione di uno psicrometro consiste nel determinare la relazione tra le produzioni di microvolt dalla termocoppia e un valore noto di suzione totale. La calibratura è effettuata immergendo lo psicrometro in una soluzione salina con una nota suzione osmotica in condizioni isotermitiche. Le curve di calibra-

zione, mostrate in figura 3.18, indicano una suzione totale massima misurabile, attraverso questi strumenti, di circa 7000-8000kPa corrispondente a un campo di temperature che variano tra 0° e 35°C. Il tempo di risposta di uno psicrometro varia, in funzione del valore della suzione e della capsula protettiva utilizzata (fig. 3.19), da poche ore per suzioni di alcuni MPa a circa 2 settimane per suzioni di 100kPa. In letteratura ci sono indicazioni di tempi di risposta molto variabili, che vanno dai 50 minuti per una misura di laboratorio, quando il campione di terreno è disposto in un recipiente termostatico, alle settimane per le misure in sito (Ridley e Burland, 1993). Gli psicrometri sono, quindi, poco adatti a misurare valori modesti di suzione e risultano facilmente corrodibili da parte del terreno nelle giunzioni delle termocoppie. Per tale motivo è importante pulire lo strumento dopo ogni uso o calibrazione.

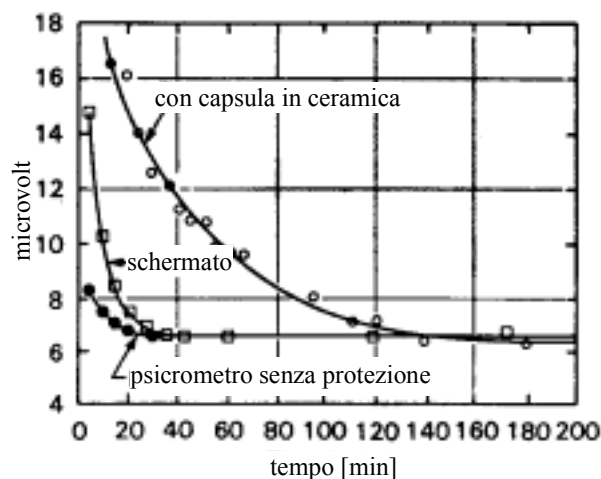


Figura 3.19 - Tempi di equalizzazione di psicrometri dotati di differenti capsule protettive (da Brown e Collins, 1980).

Le principali cause di inesattezza nelle misure sono dovute innanzitutto a variazioni della temperatura dell'ambiente esterno o al riscaldamento dei circuiti dello psicrometro causati da un eventuale irraggiamento dall'esterno (Rawlins e Campbell, 1986). Inoltre, ci possono essere errori causati da variazioni di temperatura dovuti a gradienti termici sia all'interno dello strumento che tra questo ed il terreno circostante, che hanno diverse capacità e conducibilità

termiche, ed errori causati dalla presenza di accumuli localizzati di acqua che generano gradienti di pressione del vapore acqueo.

Carta da filtro

Il metodo della carta da filtro è un metodo semplice ed economico che può essere impiegato sia per misurare la suzione totale che la suzione di matrice (Al-Khafaf e Hanks, 1974). Questa tecnica è stata codificata dalla ASTM nel 1992 (*ASTM Committee D18 on Soil and Rock*) e consente di effettuare con buona precisione misure di suzione in un intervallo compreso tra poche unità di kPa e circa 30MPa (Ridley e Burland, 1993). La procedura richiede una settimana di tempo per la misura, ma non esclude che l'equilibrio possa essere raggiunto in tempi minori.

La tecnica di misura consiste nel porre in contatto un foglio di carta da filtro asciutto con un campione di terreno; parte dell'acqua contenuta nel terreno andrà progressivamente ad inumidire la carta. Il processo di umidificazione della carta ha termine quando le suzioni di matrice nei due mezzi porosi si eguagliano. Se si dispone della curva caratteristica della carta da filtro (il legame esistente tra la suzione di matrice ed il contenuto d'acqua), la determinazione del suo contenuto d'acqua consente di risalire alla suzione di matrice del terreno. Per la misura della suzione totale, la carta non deve essere posta a contatto con il terreno ma semplicemente chiusa all'interno di un recipiente contenente il campione. Dopo un certo periodo di tempo, il vapore acqueo contenuto nel recipiente sarà in equilibrio termodinamico sia con l'acqua presente nei pori del terreno che con quella che inumidisce la carta. In tali condizioni la suzione di matrice nella carta da filtro corrisponde alla suzione totale nel terreno.

La tecnica della carta da filtro è stata recentemente adottata anche in apparecchiature per la misura in sito della suzione (Fredlund, 1989; Gourley e Schreiner, 1995), ma in questo caso i tempi di risposta possono essere anche di più settimane. Inoltre, tale applicazione richiede che ad ogni misura la carta da filtro venga rimossa e sostituita con nuova carta.

Tecnica TDR

La tecnica della riflettometria sfrutta le proprietà dielettriche del terreno alle alte frequenze per la misura del contenuto d'acqua volumetrico.

Con la strumentazione TDR si misura il tempo di percorrenza e di dissipazione di un impulso elettromagnetico emesso lungo sonde metalliche parallele infisse nel suolo. Analisi teoriche e correlazioni sperimentali mostrano, infatti, che l'impulso viaggia ad una velocità proporzionale alla costante dielettrica apparente del terreno, mentre la dissipazione del segnale è proporzionale alla sua conducibilità elettrica; tali parametri fisici sono correlati unicamente al contenuto d'acqua del terreno ed alla sua salinità. Con la tecnica TDR la misura del contenuto d'acqua del suolo viene ricavata attraverso una correlazione tra la risposta dello strumento (ad esempio, il tempo necessario per il transito dell'impulso attraverso un percorso definito) e una misura indipendente dalla grandezza da determinare (ad esempio, misure gravimetriche). Poiché, come detto, il tempo di transito dell'impulso è fortemente influenzato dalla costante dielettrica del mezzo occorre innanzitutto risalire al valore di tale grandezza. Per la determinazione della costante dielettrica relativa di un suolo con la tecnica TDR occorre installare nel terreno, in corrispondenza della zona di misura, dei conduttori metallici paralleli distanziati tra loro in modo da realizzare una linea di trasmissione. L'impulso elettromagnetico emesso dall'apparecchiatura TDR si propaga nel terreno lungo la linea di trasmissione come un'onda che utilizza come guida i due conduttori mentre il terreno costituisce il dielettrico. Quando il segnale raggiunge il termine della guida viene riflesso verso il dispositivo TDR che provvede ad effettuarne la registrazione. Durante la propagazione il segnale subisce delle attenuazioni legate a fenomeni dissipativi nel dielettrico e delle riflessioni parziali in corrispondenza di punti singolari. La registrazione effettuata col TDR consente di esplorare l'intera linea di trasmissione, ottenendo informazioni sul dielettrico. Una volta determinata la costante dielettrica relativa del suolo bisogna correlarla al contenuto d'acqua volumetrico. Generalmente per eseguire tale correlazione si sfrutta la notevole diversità tra le proprietà dielettriche delle tre fasi presenti in un terreno non saturo (aria, acqua e scheletro solido). La dipendenza della

costante dielettrica relativa o apparente del suolo dal contenuto d'acqua è stata determinata mediante l'interpolazione di punti sperimentali ottenuti in laboratorio. A tal proposito Topp et al. (1980) propongono una relazione polinomiale di terzo grado valida per contenuti d'acqua inferiori a 0.6. Essa è stata ricavata per interpolazione di punti sperimentali ottenuti a seguito di un'ampia indagine condotta su terreni di differente composizione e porosità ed è nota come relazione di calibrazione universale. Essa fornisce ottimi risultati con errori inferiori a ± 0.02 .

Esistono diverse tipologie di sonde TDR a partire dalla prima utilizzata che è di tipo coassiale, costituita da una barra centrale e da un cilindro cavo esterno, per finire a sonde con due o più barre parallele (fig. 3.20).

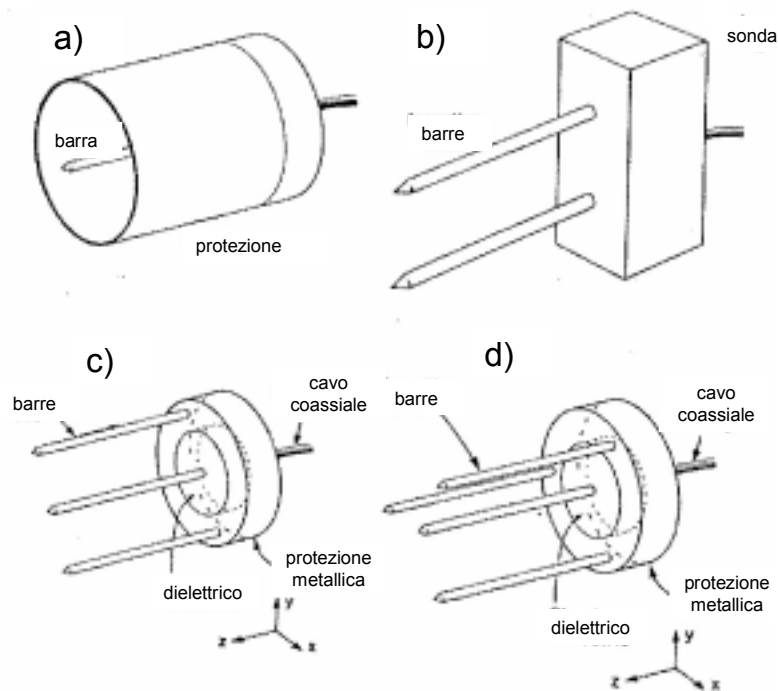


Figura 3.20 - Diverse tipologie di sonde TDR; a) coassiale; b) a due barre parallele; c) a tre barre parallele; d) a quattro barre parallele.

Le varie sonde hanno una diversa efficacia in dipendenza della distribuzione del campo elettrico che esse generano. In particolare le sonde coassiali presentano limiti nella loro applicazione a causa del grado di disturbo che provocano nel terreno a seguito della loro infissione. Le sonde con barre parallele

presentano limiti dovuti alla distribuzione non ottimale del campo elettrico che presenta numerose riflessioni parassite. Diverse esperienze hanno permesso di ricavare la geometria ottimale di tali sonde che risulta essere quella in cui l'elettrodo positivo si trova al centro e gli altri, negativi, disposti alle estremità. Tuttavia per ridurre il grado di disturbo nel terreno il numero delle barre deve essere contenuto; Zegelin et al. (1992) mostrano che il numero ottimale di barre risulta pari a tre in quanto adottando più barre la qualità dei risultati migliora in maniera poco sensibile. Le sonde possono essere installate nel terreno sia verticalmente che orizzontalmente, in entrambi i casi la misura del contenuto d'acqua sarà quella mediata sull'intera lunghezza della sonda.

Poiché con la tecnica TDR si determinano misure di contenuti d'acqua volumetrici, al misura della suzione viene ricavata indirettamente attraverso curve di ritenzione idrica dei terreni determinate a loro volta mediante prove di laboratorio. Questa circostanza ne rende sconsigliabile l'utilizzo per il monitoraggio delle pressioni nei terreni, specie in quelli granulari che risultano difficilmente campionabili, a causa delle incertezze legate sia alle misure del contenuto d'acqua in sito che a quelle legate alla sperimentazione di laboratorio per la determinazione delle curve caratteristiche. Un altro inconveniente è legato alla difficoltà di indagare punti a profondità elevate dal momento che, in questo caso, sarebbe necessaria la realizzazione di pre-fori oltre che l'utilizzo di cavi di opportuna lunghezza con conseguenti problemi legati alla dispersione del segnale.

Misure indirette della suzione di matrice

Quando occorre eseguire misure di suzione in cui i valori massimi non eccedono i 100÷200kPa è opportuno utilizzare strumenti che permettono misure della suzione di matrice. Queste misure possono essere eseguite per via indiretta o per via diretta. Anche in questo caso, attraverso i metodi indiretti, la misura della suzione di matrice viene eseguita attraverso misure di grandezze ad essa correlate, quali l'umidità del terreno o il contenuto d'acqua. Di solito vengono utilizzati sensori elettrici o termici che permettono di risalire a valori locali del contenuto d'acqua.

Sensori elettrici

Il contenuto d'acqua del terreno viene valutato attraverso misure di resistenza elettrica. Questo tipo di misure è in genere effettuato con sensori di piccolo volume realizzati con un materiale poroso di comportamento noto. Materiali di uso comune sono il gesso, il nylon e le fibre di vetro. Il collegamento idraulico tra il sensore ed il terreno è in genere realizzato in modo da consentire la diffusione dei sali disciolti e pertanto la grandezza oggetto di misura è la sola componente di matrice della suzione. Sono proprio gli ioni disciolti nell'acqua di porosità a rendere conduttore il liquido presente all'interno di matrici isolanti quali quelle realizzate in nylon o in fibre di vetro. Nel caso di sensori di gesso, sono gli ioni Ca_2^+ e SO_4^{2-} ceduti da questo che rendono conduttrice la soluzione presente nei pori.

Gli intervalli di valori della suzione entro cui questa tecnica è adoperabile sono funzione delle dimensioni dei pori del sensore. In particolare, per quelli in fibre di vetro o in nylon, il campo di impiego è limitato a suzioni inferiori ad 0,1MPa (Campbell e Gee, 1986), mentre con quelli di gesso si possono raggiungere anche valori di 3MPa (Ridley e Burland, 1993). I tempi necessari al raggiungimento dell'equilibrio tra il sensore ed il terreno circostante sono dell'ordine delle settimane e dipendono dal tipo di sensore (Ridley e Burland, 1993; Mullins, 1989).

Numerose sono comunque le fonti di errori e di incertezze nell'uso di questa tecnica:

- variazioni della concentrazione dei sali nell'acqua di porosità tali da modificare sensibilmente la resistenza elettrica;
- isteresi nella relazione tra contenuto d'acqua e suzione;
- contatto inadeguato tra il sensore ed il terreno circostante;
- polarizzazione del mezzo poroso ed errori nella misura della resistenza;
- deterioramento nel tempo delle caratteristiche del mezzo poroso.

Tutto ciò comporta che le misure ottenibili con questa tecnica sono a volte poco affidabili. Tuttavia il costo ridotto e la relativa semplicità di esecuzione fanno sì che i sensori elettrici vengano ampiamente impiegati per il monitoraggio della suzione nelle applicazioni tipiche delle scienze agrarie (Campbell

e Gee, 1986) in cui è spesso sufficiente conoscere valori approssimati della suzione.

Sensori termici

Le proprietà termiche di un mezzo poroso sono sensibili al suo contenuto d'acqua. L'acqua è infatti un miglior conduttore termico dell'aria e quindi la conducibilità termica cresce al crescere del grado di saturazione. Ciò consente, indirettamente, di legare la conducibilità termica alla suzione.

Un sensore termico è costituito da un blocchetto di materiale poroso, in genere ceramico, contenente un elemento in grado di misurare la temperatura ed un circuito di riscaldamento miniaturizzato. La conducibilità termica del blocco poroso varia con il suo contenuto d'acqua. Quest'ultimo è a sua volta funzione della suzione di matrice applicata dal terreno circostante al sensore.

Oltre che del contenuto d'acqua, la conducibilità termica di un mezzo poroso è una complicata funzione della distribuzione delle dimensioni dei pori e della composizione dello scheletro solido. La scelta del blocco poroso per un sensore termico che permetta di ottenere la massima sensibilità nell'intervallo di valori della suzione che si intende misurare è dunque un'operazione complessa e suscettibile di errore (Phene et al., 1971). La conducibilità termica viene determinata fornendo un impulso di calore al blocco poroso, tramite l'apposito circuito miniaturizzato, e rilevando la temperatura al suo centro prima e dopo il riscaldamento così indotto. L'analisi del processo di diffusione termica consente poi di determinare la conducibilità termica.

Alcuni degli errori e delle incertezze di questo metodo coincidono con quelli indicati per i sensori elettrici. Anche in questo caso infatti la misura è condizionata dall'isteresi nella relazione tra contenuto d'acqua e suzione del mezzo poroso di riferimento e da un non perfetto contatto tra il sensore ed il terreno circostante. Ulteriori precauzioni vanno previste poi nella scelta della durata dell'intervallo temporale durante il quale rilevare la temperatura del sensore e nelle modalità di riscaldamento, che non devono in alcun modo modificare il contenuto d'acqua del terreno al contorno.

Campbell e Gee (1986) e Fredlund e Rahardjo (1993b) riferiscono dell'impiego di sensori di questo tipo sia in sito che in laboratorio, ed affermano che l'intervallo di valori della suzione entro cui questa tecnica è impiegabile con buona affidabilità si estende da 0 a 0.3MPa. Anche in questo caso come per i sensori elettrici i tempi di risposta possono anche essere di diversi giorni.

Misure dirette della suzione di matrice

In linea generale, la suzione di matrice, viene misurata direttamente utilizzando piastre ceramiche porose ad alto ingresso d'aria. Queste contengono piccoli pori di dimensioni abbastanza uniformi che, una volta saturati con acqua, non permettono il passaggio dell'aria grazie alla formazione di menischi capillari che operano come membrane superficiali resistenti al flusso dell'aria (fig. 3.21).

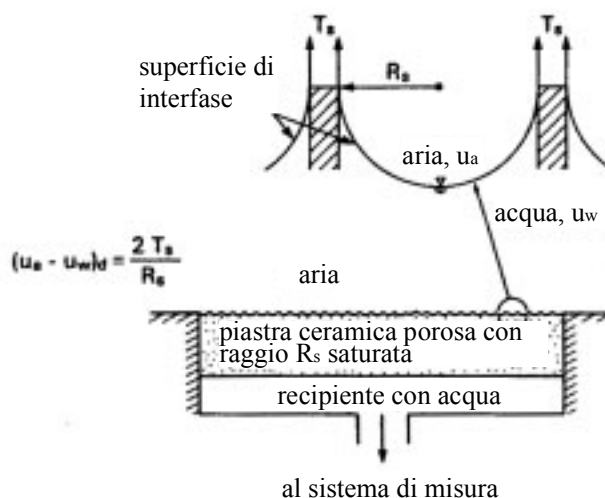


Figura 3.21 - Principio di funzionamento delle piastre porose ad alto ingresso d'aria (da Fredlund e Rahardjo, 1993).

Il massimo valore di suzione misurabile tramite tali dispositivi è chiamato valore d'ingresso d'aria della piastra ed è funzione della dimensione dei pori.

Le tecniche utilizzate per la misura diretta della suzione possono essere molto diverse a seconda che questa venga eseguita in laboratorio o in sito. Nel primo

caso molto utilizzata è la tecnica della traslazione degli assi, mentre in sito si utilizzano particolari strumenti detti tensiometri.

La tecnica della traslazione degli assi

L'osservazione sperimentale che sta alla base di tale tecnica è che, ad un incremento della pressione dell'aria al contorno di un campione di terreno, nell'ipotesi di flusso idraulico nullo, corrisponde un'uguale variazione della pressione dell'acqua al suo interno (Hilf, 1956; Olson e Langfelder, 1965). La giustificazione qualitativa di questo fenomeno è riconducibile a quanto noto sul legame tra la configurazione geometrica dell'interfase acqua-aria e la suzione di matrice. La differenza tra la pressione dell'aria e la pressione dell'acqua è infatti funzione della curvatura dell'interfase. Il volume dell'acqua di porosità e quello della matrice solida non variano in modo significativo per effetto degli incrementi di pressione che usualmente si impongono all'aria al contorno. Pertanto se la massa di liquido all'interno del terreno non varia, la curvatura dei menischi resta praticamente costante. Se dunque si deve misurare la suzione di matrice in un campione di terreno, è indifferente se tale determinazione viene effettuata in un ambiente alla pressione di una o di più atmosfere purché l'operazione non comporti variazioni del volume d'acqua contenuto nel provino.

La procedura di misura ha inizio mettendo in collegamento, tramite un elemento poroso ad elevato livello di ingresso d'aria, l'acqua presente nel campione di terreno con un sensore di pressione. Giacché la pressione dell'acqua nel campione è negativa, l'acqua presente nel dispositivo di misura tenderà ad andare in tensione ed il sensore indicherà valori progressivamente più bassi. Il processo attraverso cui viene raggiunto l'equilibrio non è però istantaneo. È possibile incrementare la pressione dell'aria all'esterno del campione, e conseguentemente quella dell'acqua nell'elemento poroso, per evitare che si verifichino dei fenomeni di cavitazione nel sistema di misura. Dopo un tempo sufficientemente lungo saranno raggiunte le condizioni di equilibrio e la pressione dell'acqua nel provino risulterà uguale a quella misurata dal sensore. Poiché ad ogni incremento della pressione dell'aria esterna corrisponde un

uguale incremento della pressione dell'acqua di porosità, la suzione di matrice non varia durante la procedura ed in definitiva il valore misurato all'equilibrio coincide con quello iniziale. Tali considerazioni sono però valide solo se la fase aeriforme è continua. Se così non fosse un incremento della pressione dell'aria esterna potrebbe provocare la compressione del fluido interstiziale costituito dalla miscela di acqua e bolle d'aria occluse. Ciò comporterebbe una riduzione della curvatura dei menischi all'interfase tra l'aria esterna e tale miscela, e quindi un incremento della suzione di matrice nel terreno. In definitiva quando la fase aerea è discontinua la tecnica della traslazione sovrastima la suzione (Fredlund e Rahardjo, 1993b).

La tecnica descritta può essere utilizzata esclusivamente per misure in laboratorio. Il dispositivo di misura è costituito da un recipiente al cui interno è possibile far variare la pressione dell'aria ed in cui è predisposta una piastra porosa ad elevato valore di ingresso d'aria su cui collocare il provino di terreno (fig. 3.22). La piastra porosa è saturata con acqua deareata ed è in collegamento con un sensore di pressione. I limiti di impiego sono legati al valore di ingresso d'aria della piastra porosa adottata (in genere circa 1,5MPa). I tempi necessari per una determinazione sono dell'ordine di alcune ore (Ridley e Burland, 1993).

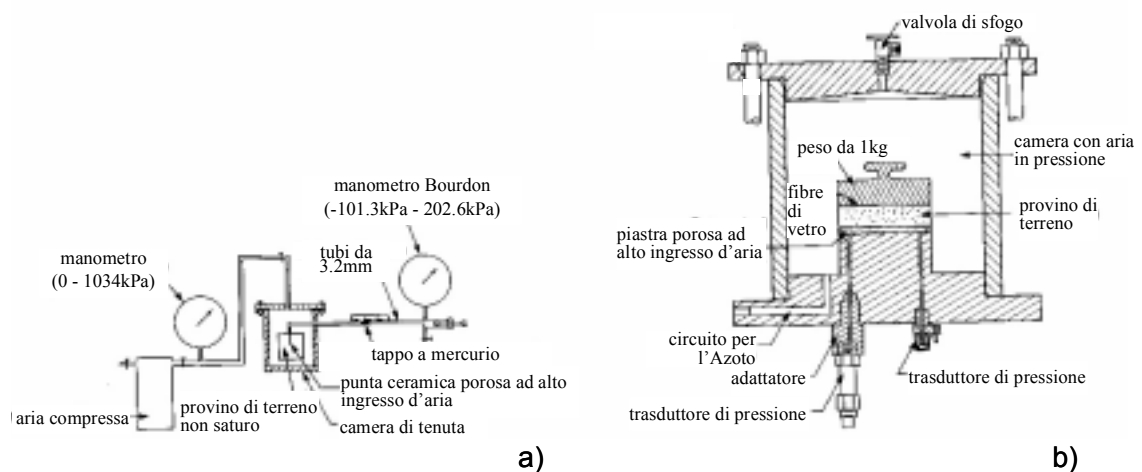


Figura 3.22 - Misura della suzione con la tecnica della traslazione degli assi: a) apparecchiatura utilizzata da Hilf (1959); b) dispositivo progettato da Olson e Langfelder (1965).

Tensiometri

I tensiometri sono essenzialmente costituiti da:

- una capsula porosa in materiale ceramico ad alta pressione di ingresso d'aria;
- un misuratore di pressione (manometro, trasduttore etc.);
- un elemento tubolare, mediante il quale vengono posti in comunicazione la capsula porosa inserita nel terreno, ed il misuratore di pressione.

Il tubo e la punta ceramica sono saturati con acqua deareata. La punta è messa in contatto con il terreno attraverso un pre-foro di opportune dimensioni.

Come già detto il terreno è soggetto ad una suzione data dalla differenza tra la pressione dell'aria e quella dell'acqua. Quest'ultima, grazie alle caratteristiche della capsula porosa che è impermeabile al passaggio dei gas, viene trasmessa alla colonna liquida contenuta nel tensiometro e può essere quindi rilevata dal dispositivo di misura. Se tale dispositivo è costituito da un trasduttore o da un qualunque altro strumento, è possibile ricavare direttamente il valore di u_w . In figura 3.23 vengono mostrati alcuni sistemi di misura di pressione per tubi tensiometrici.

Nel caso più semplice, in cui viene utilizzato un manometro analogico a membrana (come nel sito strumentato), il valore della suzione viene ricavato dalla lettura L eseguita, tramite l'espressione:

$$(u_a - u_w) = L - \gamma_w (h + d) \quad (3.2)$$

dove h rappresenta la distanza del punto di misura del manometro dal piano campagna e d la profondità cui si trova il centro della capsula porosa rispetto al piano campagna (fig. 3.23).

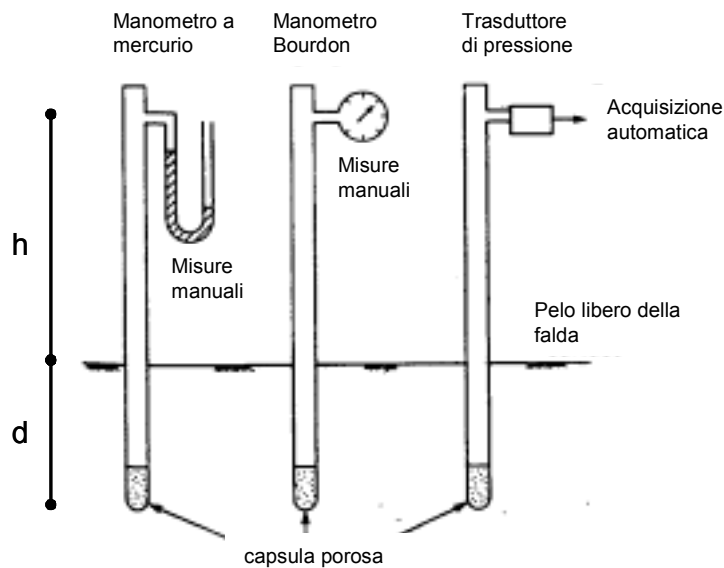


Figura 3.23 - Dispositivi di misura per tensiometri (da Morrison, 1983).

Affinché le misure siano significative occorre evitare che nell'asta si formino bolle d'aria che possano determinare una perdita di continuità della colonna liquida. Le bolle possono formarsi a causa di fenomeni di cavitazione. Ad una temperatura di 15°C, l'acqua pura dà luogo a fenomeni di cavitazione, quando la sua pressione relativa rispetto a quella atmosferica raggiunge un valore di circa -97kPa; poiché la colonna liquida è in comunicazione con l'acqua presente nel terreno e tende ad assumere la stessa concentrazione salina di quest'ultima, in realtà la cavitazione può instaurarsi per valori della pressione superiori a quello limite precedentemente definito. In pratica, le misure possono considerarsi accettabili sino ad un valore massimo di $(u_a - u_w)$ di circa 90kPa. I tensiometri così descritti non permettono il rilevamento della componente osmotica della suzione; i sali sono liberi di muoversi attraverso la punta ceramica.

Un tensiometro ha un tempo di risposta che dipende dal tipo di dispositivo adottato e dal mezzo entro il quale esso viene installato. All'atto dell'installazione, l'acqua presente all'interno dell'asta tensiometrica viene a trovarsi a contatto idraulico con quella di porosità del terreno; poiché esiste una condizione iniziale di squilibrio delle quote piezometriche, si instaurerà un moto di filtrazione dal terreno all'asta tensiometrica, o viceversa, attraverso la capsula

porosa. La pressione che a regime si instaura nel tubo è pari a quella dell'acqua di porosità del terreno. La velocità con cui si sviluppa il moto di filtrazione e si instaura la condizione di equilibrio dipende dalla permeabilità della capsula porosa e del terreno in cui essa è inserita. La risposta del tensiometro dipende in gran parte dal grado di saturazione della punta ceramica.

All'atto dell'installazione occorre aver cura che la punta porosa sia satura e che tutte le bolle d'aria siano rimosse dal tensiometro; tale operazione si rende comunque necessaria anche durante l'esercizio dello strumento a causa della liberazione di aria disciolta nell'acqua provocata da variazioni di pressioni e di temperatura.

I tensiometri più diffusi in commercio sono:

- tensiometro “*Jet-Fill*”

Questo tipo di tensiometro è costituito da un tubo in plastica trasparente del diametro di circa 20mm cui sono collegati mediante giunti filettati, dotati di o-ring di tenuta, una punta porosa in ceramica, un dispositivo di misura (manometro o trasduttore), un recipiente, posto in sommità, con una riserva d'acqua ed un dispositivo a molla che permette l'evacuazione dalla colonna liquida delle bolle d'aria in essa intrappolate (fig. 3.24).

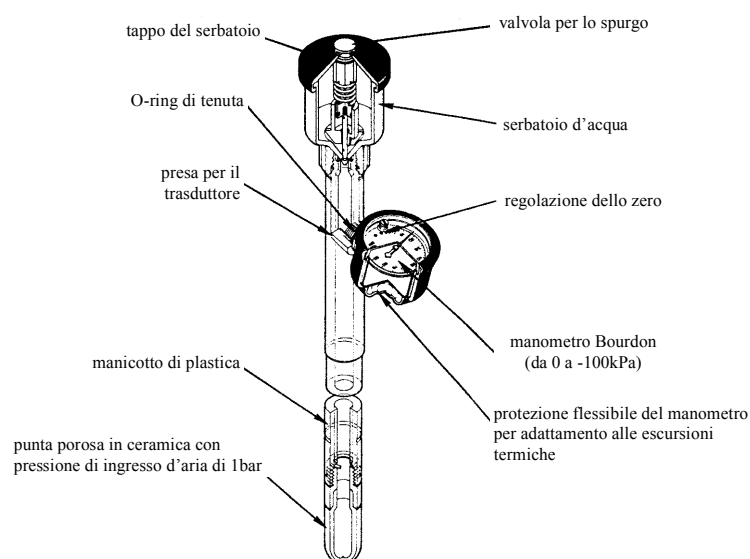


Figura 3.24 - Tensiometro tipo “*Jet-fill*” della Soilmoisture.

- tensiometro “*Small-tip*”

Il dispositivo è formato da due tubicini coassiali flessibili e da una punta ceramica ad alto ingresso d'aria miniaturizzata (fig. 3.25). In genere viene utilizzato in laboratorio su provini relativamente piccoli ed è stato usato nelle esperienze su pendio in scala ridotta (cap. IV).

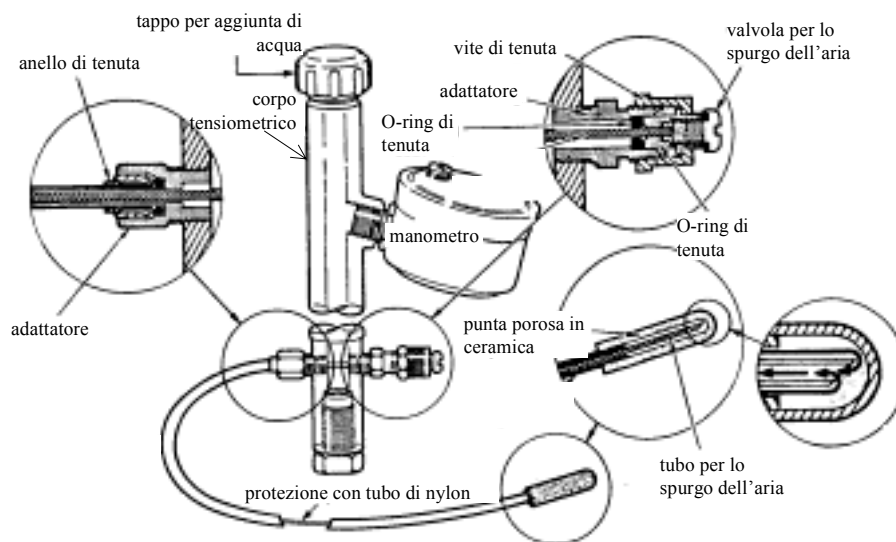


Figura 3.25 - Tensiometro tipo “*Small-tip*” della Soilmoisture.

La figura 3.26 mostra la risposta del tensiometro in terreni piroclastici. Questo tipo di tensiometro riesce a mantenere l'equilibrio con la suzione per un tempo massimo di uno o due giorni dopodiché comincia a decrescere.

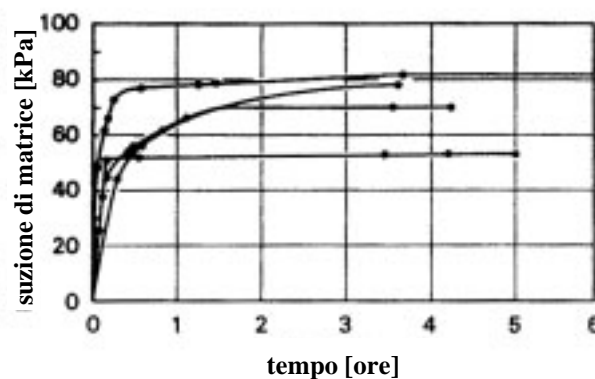


Figura 3.26 - Misure di suzione in un terreno piroclastico rimaneggiato effettuate con un tensiometro tipo “*Small-tip*” (da Sweeney, 1982).

- Tensiometro “*Quick Draw*”.

Si tratta di un tensiometro portatile (fig. 3.27), adatto a misure veloci ad una profondità massima di 60-90cm. I tempi di equalizzazione sono bassi in quanto la cella di carico ha dimensioni molto ridotte rispetto ad un tensiometro tradizionale; ciò si traduce in una minore quantità d'acqua che deve transitare attraverso la punta porosa fino all'equilibrio. L'acqua nel tensiometro è soggetta ad una depressione solo nel breve periodo della misura. In tal modo, viene minimizzata la diffusione dell'aria attraverso la punta ceramica che, durante il trasporto, viene mantenuta satura in apposita custodia.

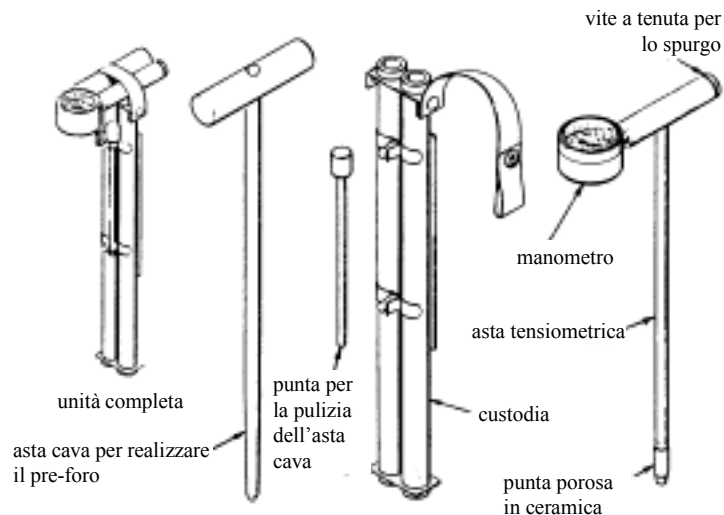


Figura 3.27 - Tensiometro tipo “*Quick Draw*” della Soilmoisture.

In figura 3.28 è mostrata la sua risposta nel tempo. Nel caso di terreni piroclastici, oggetto del monitoraggio, i tempi di equalizzazione del *Quick Draw* vanno dai 5-10min.

In realtà la risposta dello strumento risente notevolmente del contenuto di fine presente nelle stesse piroclastiti. Infatti, così come evidenziato in figura 3.29, i tempi di equalizzazione si allungano notevolmente passando da min a min a seconda che si effettuino misure nelle cineriti dello strato B o nelle piroclastiti argillificate dello strato D.

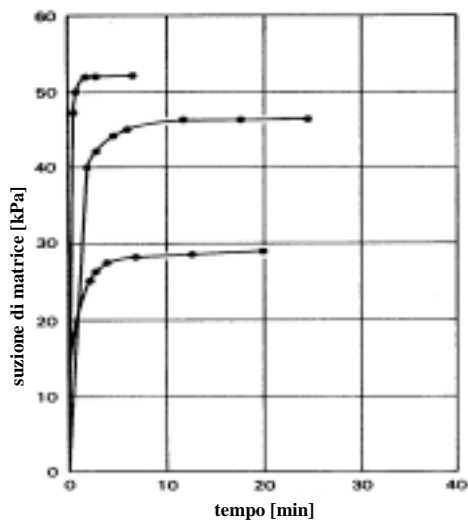


Figura 3.28 - Tempi di risposta di un tensiometro tipo "Quick Draw" in terreni piroclastici (da Sweeney, 1982).

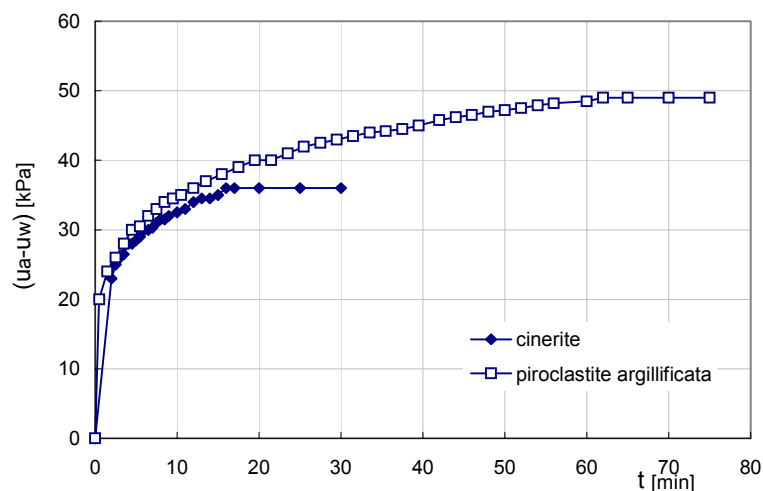


Figura 3.29 - Tempi di risposta di un tensiometro tipo "Quick Draw" in cineriti dello strato B e nelle piroclastiche argillificate dello strato D.

3.4.2 - LA STRUMENTAZIONE DEL SITO

Scelta degli strumenti per il monitoraggio

Poiché l'area in esame non è facilmente accessibile era consigliabile utilizzare strumenti facilmente trasportabili all'atto dell'installazione e, allo stesso tempo, facilmente manutenibili. L'ipotesi di utilizzare tecniche di misura indiretta, mediante

psicrometri o sensori elettrici e termici, è stata scartata per l'incertezza dei risultati, legati al ricorso di correlazioni che a loro volta necessitano di determinazioni sperimentali con apparecchiature di laboratorio suscettibili di errore. Lo psicrometro, poi, ha un campo di impiego limitato a valori di suzione abbastanza alti ($> 100\text{kPa}$) maggiori di quelli tipici dei terreni piroclastici; presenta, inoltre, come pure i sensori elettrici e termici, tempi di risposta molto lunghi. Altro limite all'impiego di questi strumenti è l'estrema dipendenza delle curve di calibrazione dalla temperatura che, nel sito in esame, è soggetta ad oscillazioni annuali superiori ai 30° . Anche l'elevata suscettibilità al danneggiamento ad opera degli agenti atmosferici, ha escluso la possibilità di installare strumenti per la determinazione indiretta della suzione.

Per quanto riguarda la carta da filtro essa presenta il limite di non poter essere utilizzata per misure in profondità.

In conclusione, si è deciso di effettuare il monitoraggio mediante i tensiometri. In particolare, si è ritenuto opportuno installare strumenti tipo Jet-Fill, costituiti da una punta porosa lunga 8cm collegata al fondo in un'asta del diametro di 2cm. La piastra ceramica costituente la punta ha un valore di ingresso d'aria di circa 100kPa . Grazie al dispositivo di spurgo dell'aria integrato con il corpo tensiometrico, si evita di portare pompe a vuoto o altri dispositivi per lo spurgo. Altro vantaggio di questo tipo di strumento è che le varie profondità di misura vengono facilmente raggiunte aggiungendo, con estrema facilità, al corpo tensiometrico, delle prolunghie utilizzando giunti filettati dotati di o-ring di tenuta. Inoltre, il diametro ridotto dell'asta consente di effettuare prefiori di piccole dimensioni per l'installazione arrecando così un minimo disturbo al terreno.

Il dispositivo di misura scelto è di tipo analogico e consiste in un manometro del tipo Bourdon con campo di misura variabile tra 0 a -100kPa . In realtà tenuto conto della distanza tra il punto dove è montato il manometro e il centro della capsula porosa, il fondo scala di questo tipo di strumento va riducendosi all'aumentare della lunghezza dell'asta tensiometrica. Poiché la massima profondità d'installazione non supera i 2.40m e la suzione in genere non eccede i 70kPa i tensiometri adottati erano adatti per gli scopi della ricerca. Piuttosto che adottare trasduttori ad acquisizione automatica, si è preferito effettuare misure dirette per la

necessità di sincerarsi che, all'atto della misura, non siano presenti nell'asta tensiometrica bolle d'aria, formatesi durante il processo di equalizzazione. Infatti, anche se all'atto dell'installazione si usa acqua deareata, per il flusso d'acqua che viene dal terreno, inevitabilmente parte di questa è sostituita con l'acqua interstiziale in cui è disciolta aria che, a causa di variazioni di temperatura o pressione, può liberarsi sotto forma di bolle. Al fine di prevenire accumulo d'aria in quantità tale da interrompere la continuità della colonna liquida nell'asta tensiometrica, contestualmente alle letture si esegue lo spurgo del tensiometro azionando l'apposito dispositivo. Tra l'altro, i trasduttori ad acquisizione automatica avrebbero richiesto l'adozione di una centralina di acquisizione per ciascuna stazione di misura, per evitare l'utilizzo di cavi lunghi che comportano perdita di segnale.

Prima dell'installazione, gli strumenti sono stati collaudati e tarati in laboratorio. Sono state dapprima saturate le piastre porose tenendole immerse in acqua deareata e distillata per 24h; si è poi controllata la tenuta idraulica delle giunzioni del dispositivo ed in fine si è effettuata la taratura di ciascun manometro. Quest'ultima operazione è stata effettuata immergendo la punta porosa in acqua distillata e deareata (suzione totale nulla) in modo tale che il manometro leggesse la sola depressione esercitata dalla colonna d'acqua presente nell'asta tensiometrica pari alla distanza tra il centro della punta porosa ed il punto di misura. Facendo variare questa distanza, mediante delle prolunghe all'asta tensiometrica, si è controllato che il manometro leggesse, volta per volta, valori di suzione pari a tale distanza; in caso contrario, si è provveduto a registrare lo strumento prima dell'installazione. Complessivamente, si può ritenere che in condizioni ottimali l'affidabilità del dispositivo di misura sia dell'1%.

Ubicazione delle stazioni di misura

Per effettuare il monitoraggio delle pressioni neutre lungo il versante in esame e per poter ritenere tali misure rappresentative anche della risposta idrologica della porzione di pendio ove si è distaccata, si è dovuto indagare attentamente il sito per scegliere l'ubicazione più adatta per l'installazione delle stazioni di misura.

Il versante lungo il quale si verificò la frana del dicembre '99 presenta una pendenza media di 40° ma, nella zona intermedia vi è una fascia di circa 75m, compresa tra quota 550m e quota 625m, che presenta dei terrazzamenti realizzati per la coltivazione del castagno; qui le pendenze locali possono anche superare i 45° . In questa zona sono presenti tagli dell'altezza di 2.0m, effettuati per realizzare mulattiere e piccoli spiazzzi, spesso di pendenza molto elevata (prossimi a 90°) e non sostenuti da alcuna opera di contenimento. Nella zona più alta del pendio, che si estende da quota 630m fino alla cima del versante, la coltivazione del castagno cede il posto alla vegetazione autoctona: in tale zona non esistono terrazzamenti né mulattiere, e diviene molto difficoltoso addentrarsi. L'inaccessibilità di questa zona rende impossibile il monitoraggio. Lungo il versante sono presenti sia modeste incisioni, che si estendono lungo tutto il suo sviluppo e che, nel corso degli eventi franosi del dicembre '99, sono state parzialmente denudate della copertura piroclastica (cfr. par. 3.2), sia zone di impluvio non interessate da fenomeni di erosione o scalzamento della copertura. Nelle immediate vicinanze dell'area di distacco della frana si riescono ad individuare alcune zone di displuvio. Lungo uno di essi sono state ubicate le cinque stazioni di misura (fig. 3.30).

Come già descritto nel par. 3.3, la stratigrafia del deposito è stata indagata mediante alcuni pozzetti lungo il bordo della frana. Essa può essere schematizzata (fig. 3.31) come una sequenza continua di strati cineritici e strati pumicei. Naturalmente gli spessori di ciascuno strato non sono costanti lungo il versante, ma la sequenza stratigrafica è sostanzialmente la stessa. In particolare, lo strato di piroclastite alterata a contatto con il substrato calcareo di base, è quello che presenta i più ampi campi di variazione dello spessore (da 60cm a 140cm), dal momento che va a colmare e livellare le asperità dei calcari di base. Degli strati pumicei, quello più profondo (strato C), in alcuni casi, è assente.

Le stazioni di misura sono state ubicate tra la quota assoluta 550 m e 620 m sul lato Est della frana, ad una distanza dal bordo variabile tra i 35 m ed i 50m (figg. 3.30 e 3.31). Ad eccezione della stazione 3 posta a monte di un taglio nella copertura piroclastica, esse sono lontane da singolarità geomorfologiche ed alberi, che possano condizionare localmente le misure rendendole poco rappresentative.

In ciascuna stazione di misura sono stati installati dai 2 ai 4 tensiometri a varie profondità, in modo da ricostruire l'intero profilo di suzione all'interno delle cineriti (nello strato superficiale, nello strato intermedio, ed in quello più profondo costituito da piroclastiti argillificate). Nei livelli di pomici non sono stati collocati strumenti dal momento che, in tali materiali, potrebbe non essere garantita la continuità idraulica tra la piastra porosa e l'acqua interstiziale. È lecito attendersi ciò in modo particolare nelle pomici grosse dello strato A che mancano completamente della frazione fine. Non sono stati collocati strumenti di misura neppure nello strato di pomici più piccole dal momento che questo non è sempre facilmente individuabile. Le profondità di misura variano dai 60cm a circa 240cm.

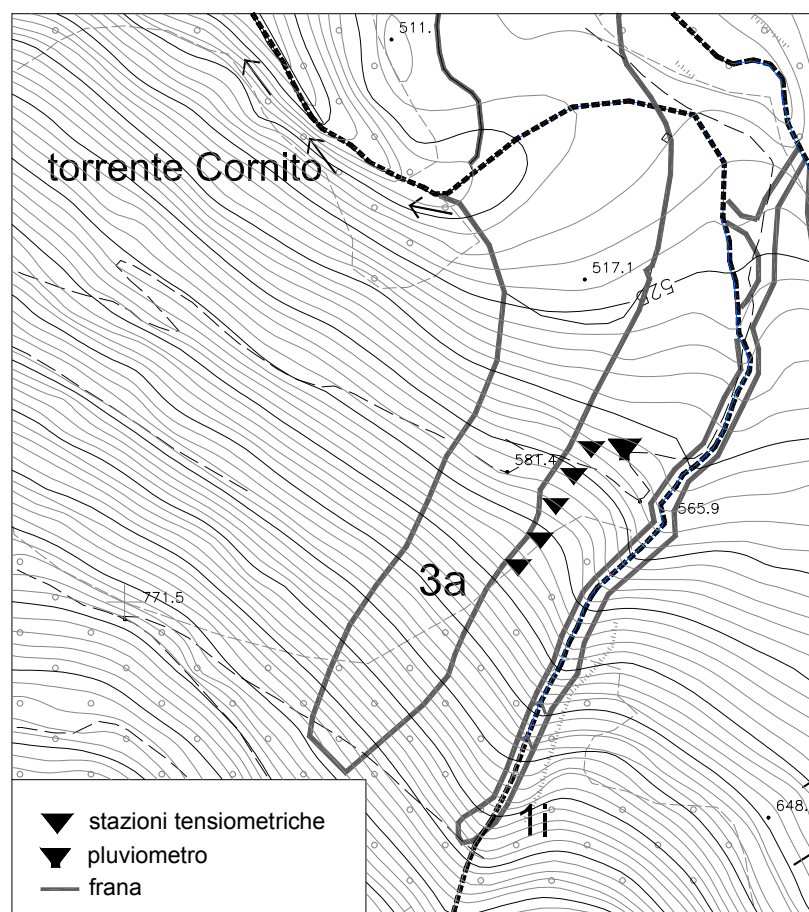


Figura 3.30 - Stralcio planimetrico con ubicazione delle stazioni tensiometriche e pluviometrica.

Per l'installazione dei tensiometri, è stato necessario utilizzare una trivella attrezzata con un tubo-camicia. Questa è smontabile in più parti e può quindi essere trasportata a mano fino al punto di installazione. Il tubo-camicia, di diametro di poco superiore a quello dell'asta tensiometrica, viene fatto avanzare a rotazione ed è dotato, ad una delle sue estremità, di una corona dentata che gli consente di attraversare sia strati a granulometria grossolana (strato A) che strati di moderata consistenza (strato D). L'utilizzo di tale attrezzo permette di superare agevolmente i livelli di pomici impedendone il franamento e dunque l'ostruzione del foro. Il tubo camicia viene sfilato solo dopo aver correttamente posizionato il tensiometro.

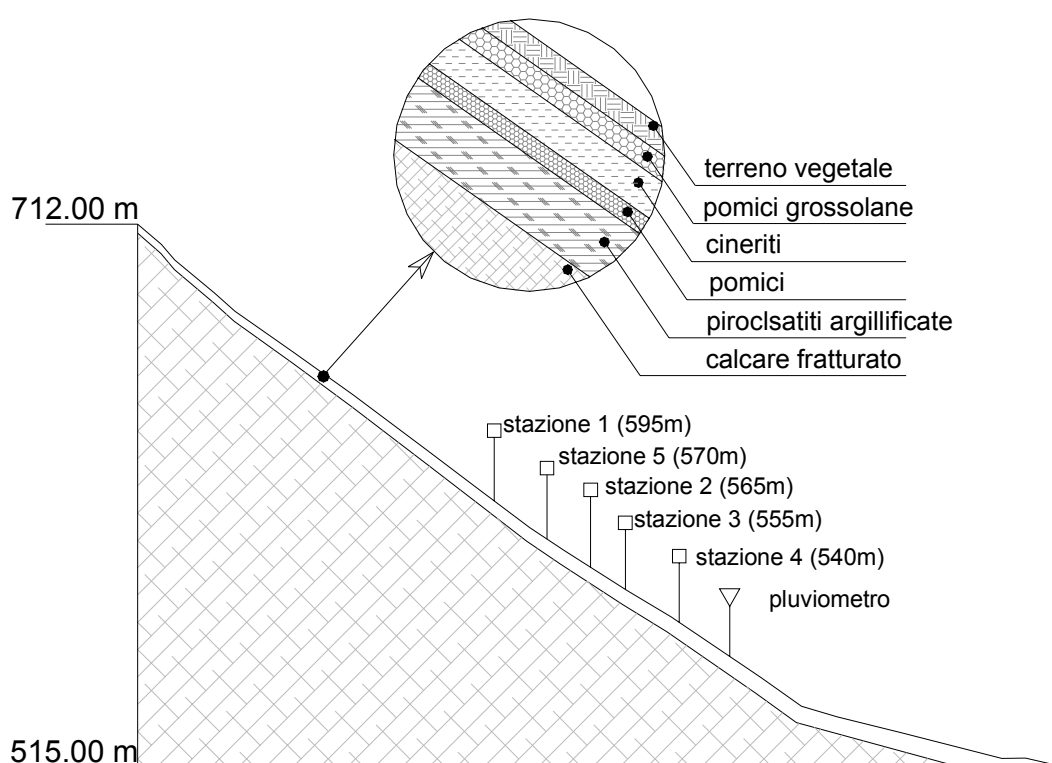


Figura 3.31 - Schematizzazione di sezione geologica con ubicazione delle stazioni tensiometriche e pluviometrica.

Prima dell'installazione, gli strumenti sono stati assemblati e riempiti con acqua distillata e deareata; le punte porose sono state saturate già in laboratorio e trasportate in sito in contenitori riempiti d'acqua. La profondità prescelta è stata raggiunta aggiungendo, di volta in volta, delle prolunghe al dispositivo di misura. Una volta raggiunta la profondità prefissata, la punta ceramica è spinta a mano nel

terreno, per un'ulteriore profondità di circa 10 cm, in modo da assicurare un perfetto contatto tra essa ed il terreno circostante. Per evitare che tra le pareti del foro e il tubo si generi una via preferenziale d'acqua durante le precipitazioni meteoriche, l'intercapedine è stata sigillata col terreno precedentemente asportato; inoltre, in sommità è stato realizzato un tappo di miscela di cemento e bentonite dello spessore di circa 15 cm.



Foto 3.5 - Il pluviometro e la stazione di misura 3.

Le stazioni di misura 1, 2, 3 e 4 sono state installate nel gennaio 2002. Circa due mesi dopo, alla quota di circa 555m, in prossimità della stazione 4, è stato posizionato un pluviometro ad acquisizione automatica, capace di registrare incrementi di altezza d'acqua di 0.2mm (foto 3.5). Il dispositivo è posto ad un'altezza da terra di circa 190 cm, in una zona priva di vegetazione. Nel settembre 2002 sono stati ripristinati alcuni strumenti manomessi durante la stagione estiva. Nel gennaio 2003 è stata ripristinata la stazione 4 e si è installata la stazione di misura 5, posizionata tra le stazioni 1 e 2.

Complessivamente, sono disponibili i dati pluviometrici relativi al periodo compreso tra maggio 2002 e settembre 2003 e le misure di suzione relative al periodo che va da gennaio 2002 ad agosto 2003. A partire dal maggio 2003 vengono eseguite misure aggiuntive di suzione nello strato superficiale (a circa 60cm dal p.c.) mediante un tensiometro portatile del tipo *Quick-Draw*. Tali misure consentono di

integrare quelle relative ai tensiometri fissi, laddove sono maggiori le escursioni del contenuto d'acqua.

3.4.3 - RISULTATI DEL MONITORAGGIO

Misure pluviometriche

I dati pluviometrici raccolti dall'inizio della campagna di indagini fino ad agosto 2003 sono contenuti in figura 3.32 dove vengono riportate le altezze di pioggia giornaliere e cumulate.

Periodi di precipitazioni (numerati in fig. 3.32) anche di notevole intensità sono intervallati da periodi di assenza di pioggia. In particolare, tra maggio e giugno 2002 si riconosce un periodo caratterizzato da modeste precipitazioni con altezze giornaliere di pioggia che non superano i 40 mm.

Nel 2002 la stagione asciutta si presenta anomala, dal momento che, a partire dalla prima decade di luglio, essa risulta caratterizzata da piogge intense e prolungate. Fino al 11 agosto, ad eccezione di qualche isolata giornata senza pioggia, le precipitazioni sono pressoché continue e caratterizzate da un'altezza cumulata di 392mm di pioggia in 27 giorni. Addirittura, il 7 agosto sono caduti 165 mm; occorre risalire al 1968 per avere un'altezza di pioggia confrontabile (180 mm il 19 dicembre). Nel periodo compreso tra la metà di agosto e la metà di settembre, le precipitazioni si riducono notevolmente sia per intensità che per durata, per poi incrementarsi nuovamente fino agli inizi di ottobre con due giorni caratterizzati da un'altezza di pioggia di circa 90mm. È interessante notare come, nei due mesi di luglio ed agosto 2002, l'altezza cumulata (periodi 2 e 3 riportati in fig. 3.32) abbia assunto un valore di 530mm, pari a circa la metà dell'altezza cumulata annua mediata su tutta la serie storica disponibile (cfr. fig. 3.3).

Durante la stagione umida compresa tra novembre 2002 e febbraio 2003 sono distinguibili due periodi: il primo, fino alla fine del 2002, è caratterizzato da precipitazioni continue, ma di intensità ridotta (solo in una occasione l'altezza di pioggia giornaliera ha superato i 40mm); il secondo, ha presentato precipitazioni più rilevanti, con 710 mm di pioggia complessivi. Occorre riportare che nel mese di gennaio 2003 il massiccio del Partenio è stato interessato anche da modeste precipi-

tazioni nevose che, in assenza di un nivometro, sono state inglobate nei dati di pioggia.

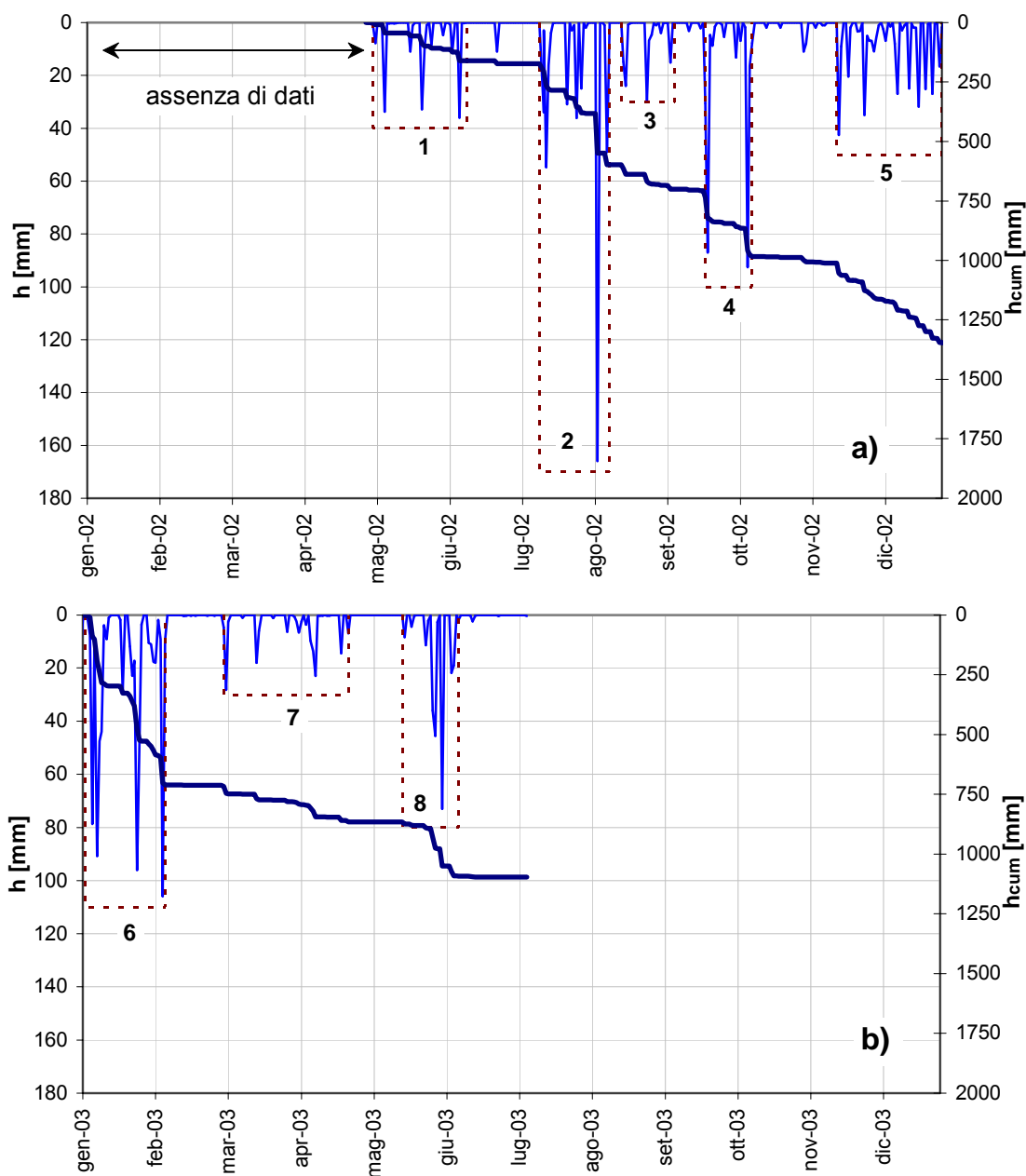


Figura 3.32 - Altezze di pioggia giornaliera e cumulate nel corso degli anni:

a) 2002; b) 2003.

Il mese di febbraio è stato caratterizzato da assenze di precipitazioni. Tra il mese di marzo 2003 e metà aprile 2003 i valori massimi delle altezze giornaliere

sono stati di circa 30 mm. Fino alla metà di maggio si è avuto un periodo asciutto seguito da un periodo di precipitazioni. La stagione estiva del 2003 è caratterizzata da una completa assenza di pioggia.

In tabella 3.3 sono riportati i valori delle altezze di pioggia cumulate (indicate con $h_{cum,p}$) e le massime intensità di pioggia relative ai periodi di precipitazione indicati in figura 3.32, nonché le altezze di pioggia cumulate totali.

Tabella 3.3 - Valori delle altezze cumulate e delle massime intensità di pioggia relative ai periodi di precipitazioni individuati in fig. 3.32.

Periodo	Data	$h_{cum,p}$ [mm]	i_{max} [mm/h]	$h_{cum,t}$ [mm]
1	dal 3-mag-02 al 12-giu-02	161.4	1.50	161.4
2	dal 13-lug-02 al 12-ago-02	426.4	6.92	598.7
3	dal 18-ago-02 al 19-set-02	102.0	1.23	704.0
4	dal 22-set-02 al 12-ott-02	277.6	3.86	983.8
5	dal 18-nov-02 al 1-gen-03	335.6	1.78	1344.6
6	dal 3-gen-03 al 5-feb-03	710.0	4.42	2056.4
7	dal 2-mar-03 al 24-apr-03	153.2	1.18	2211.0
8	dal 18-mag-03 al 10-giu-03	227.0	3.04	2441.6

Misure tensiometriche

La serie di misure di suzione di cui si dispone è continua nell'arco di tempo che va dal gennaio 2002 a luglio 2003, sebbene in alcune giornate dell'estate 2002 e dell'inverno 2003 non sia stato possibile effettuare alcune misure a causa del danneggiamento di alcuni tensiometri ovvero della presenza della neve.

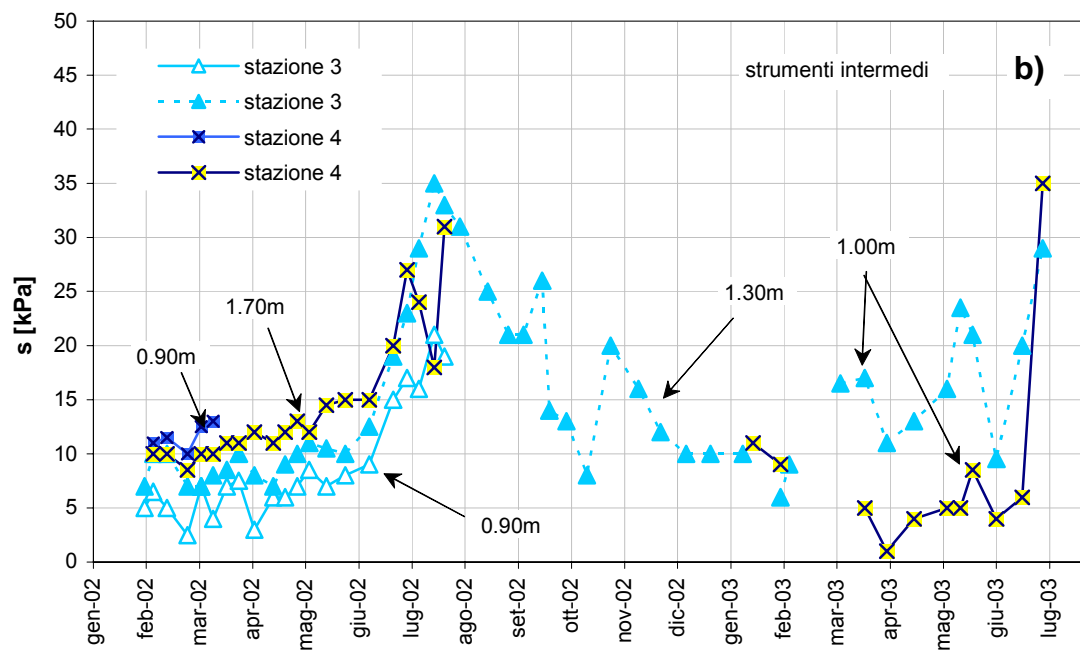
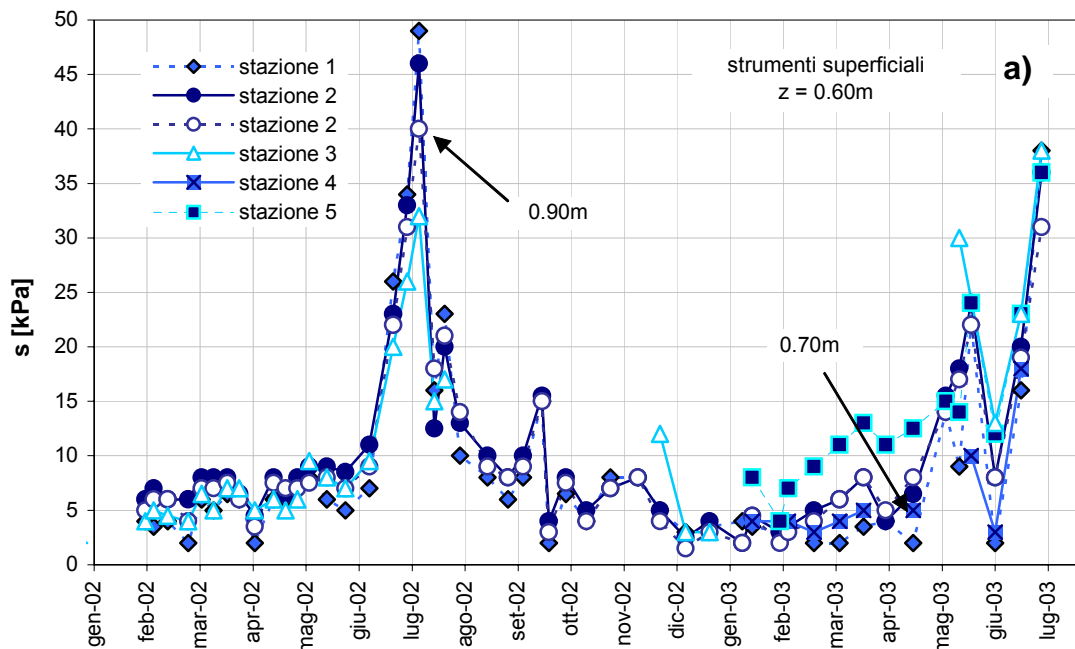
Gli strumenti utilizzati devono essere controllati ed eventualmente mantenuti con continuità. Le letture (e l'eventuale manutenzione) sono svolte con cadenza grosso modo settimanale. Non sono ritenuti affidabili, e quindi non sono stati riportati, i dati ottenuti all'atto dell'installazione, anche se rilevati diverse ore dopo, quando presumibilmente si era esaurito il processo di equalizzazione, e quelli relativi a strumenti che all'atto del rilievo presentavano interruzioni della colonna d'acqua per la presenza di bolle d'aria nel corpo tensiometrico (individuabili in seguito allo spurgo del dispositivo).

I risultati del monitoraggio sono riportati in figura 3.33, dove sono raggruppati in base alla profondità di misura. In particolare, in figura 3.33a sono mostrati i valori di suzione registrati dagli strumenti superficiali attestati nello strato vegetale a circa 60 cm di profondità. Si può notare il buon accordo tra tutte le misure sia in termini di valore assoluto che di variazione temporale. In particolar modo, nel periodo invernale 2002 il campo di variazione della suzione risulta molto ridotto, dell'ordine di appena 5kPa, con valori minimi di circa 2kPa. Nell'inverno successivo la suzione torna a segnare valore simili a quelli registrati nel precedente anno anche se con una dispersione dei dati lievemente maggiore. Il massimo valore si registra durante il luglio 2003, quando lo strumento superficiale della stazione 1 arriva a registrare 49kPa. Ovviamente, non è detto che i valori minimi e massimi misurati siano i minimi in assoluto dal momento che le letture non sono continue nel tempo e non sono mai state effettuate durante un evento di pioggia.

In figura 3.33b vengono riportati gli andamenti della suzione registrati dagli strumenti installati a profondità variabili tra 0.90m e 1.70m nello strato di cineriti intermedie. Anche in questo caso sono stati registrati valori minimi di circa 2kPa mentre i massimi (luglio 2002 e 2003) sono inferiori di circa 10kPa rispetto a quelli massimi misurati negli stessi periodi nello strato più superficiale. Inoltre, la suzione presenta un campo di oscillazione maggiore, che va da circa 8kPa nel periodo invernale ai 17kPa nel periodo estivo; questo può essere giustificato dal fatto che i punti di misura sono ubicati a profondità variabili e risentono della presenza degli strati di pomici tra cui sono, nella maggior parte dei casi, confinati. È interessante osservare al riguardo che il tensiometro ubicato nella stazione 4 ad 1.0m di profondità segnala valori di suzione che si discostano anche di 15kPa da quelli registrati dal tensiometro ubicato nella stazione 3 alla medesima profondità; con molta probabilità, tale differenza è dovuta all'assenza dello strato di pomici A che non è stato rinvenuto nel corso dell'installazione dello strumento della stazione 4.

Infine le misure registrate dagli strumenti più profondi, presumibilmente attestati nello strato di piroclastici argillificate, sono riportate in figura 3.33c. Qui si rilevano valori di suzione compresi tra 4 e 14kPa durante i periodi invernali, mentre, durante i periodi estivi la dispersione dei dati aumenta con valori massimi fino a

45kPa. Nel periodo compreso tra marzo e maggio 2003 si registrano le suzioni più basse.



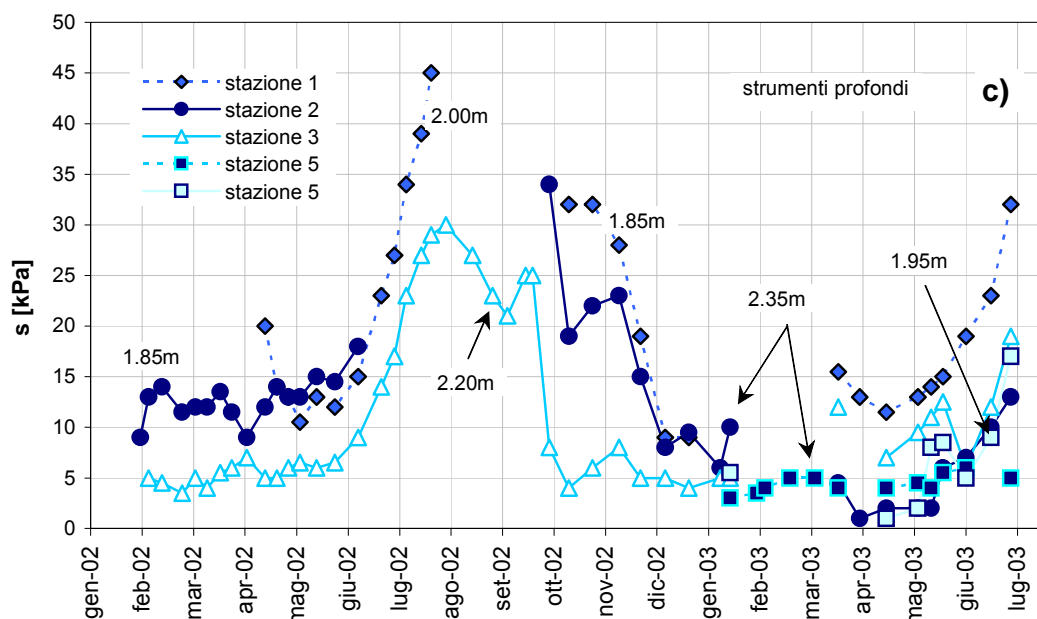


Figura 3.33 - Andamento della suzione: a) tensiometri superficiali; b) intermedi; c) profondi.

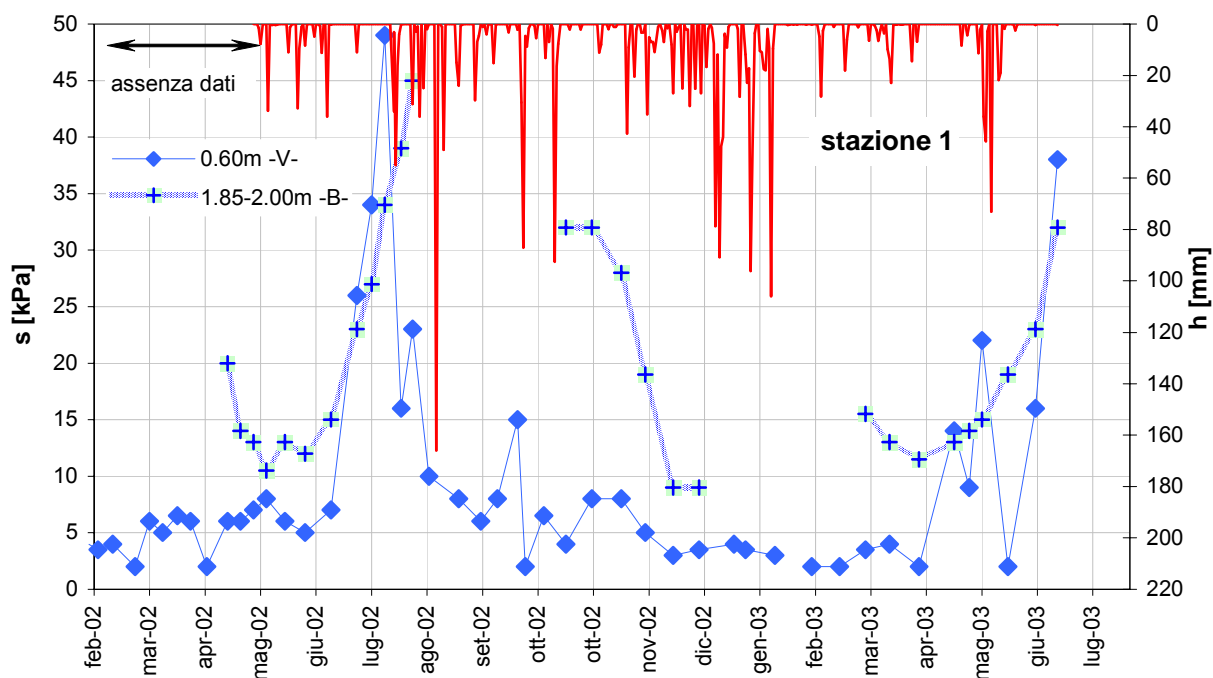
Dai risultati precedenti si può osservare dunque che, durante la stagione invernale, la suzione è ovunque molto bassa. In particolare, nello strato più superficiale essa arriva ad assumere valori medi di circa 4kPa, mentre negli strati di ceneriti intermedio e profondo il valore medio è circa 8kPa. Minimi relativi si sono verificati poi nel mese di aprile 2003, quando nello strato più profondo si sono registrati valori di appena 2kPa. Di norma, i campi di variazione della suzione vanno ampliandosi nel corso delle stagioni primaverili, estive ed autunnali, con escursioni massime di 20kPa nello strato superficiale, di 17kPa nello strato intermedio e di 28kPa in quello profondo, continuando però a mantenere un andamento temporale simile per ciascun intervallo di profondità. Poiché la risposta dei tensiometri è stata molto uniforme alle varie profondità, si conferma che essi sono attestati negli stessi materiali e non vi sono quindi perdite della regolarità stratigrafica.

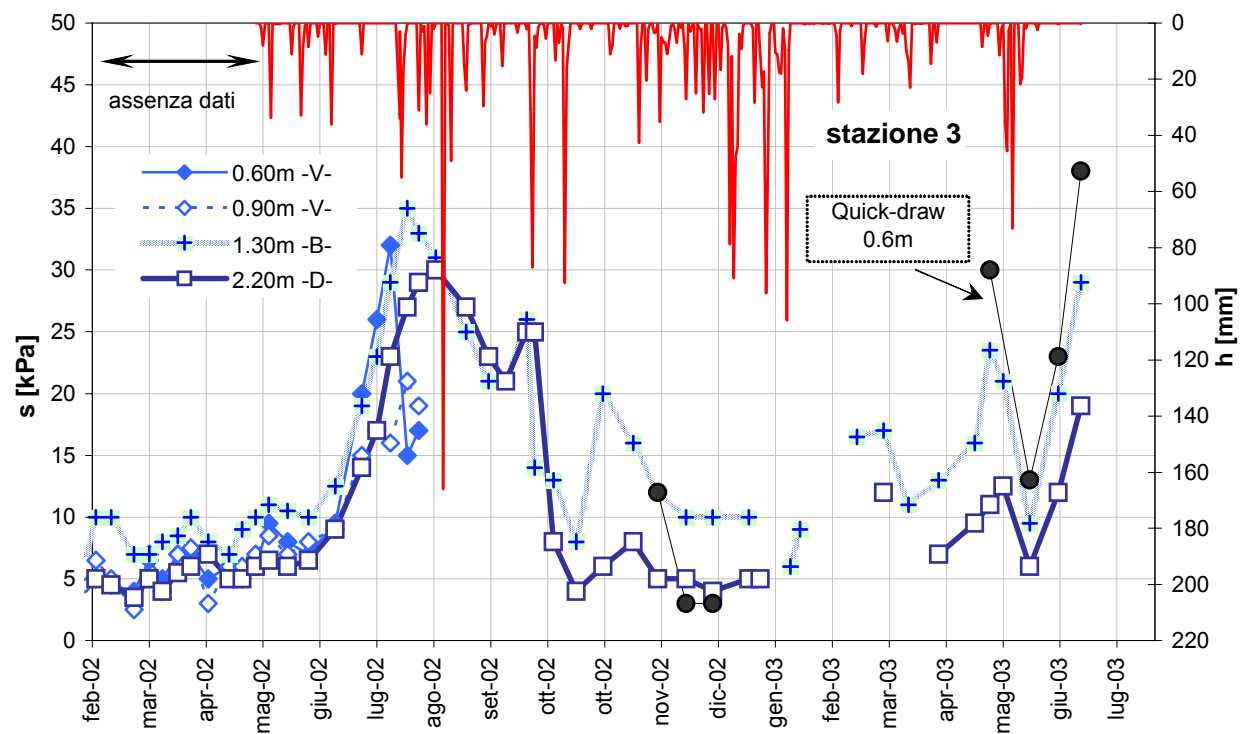
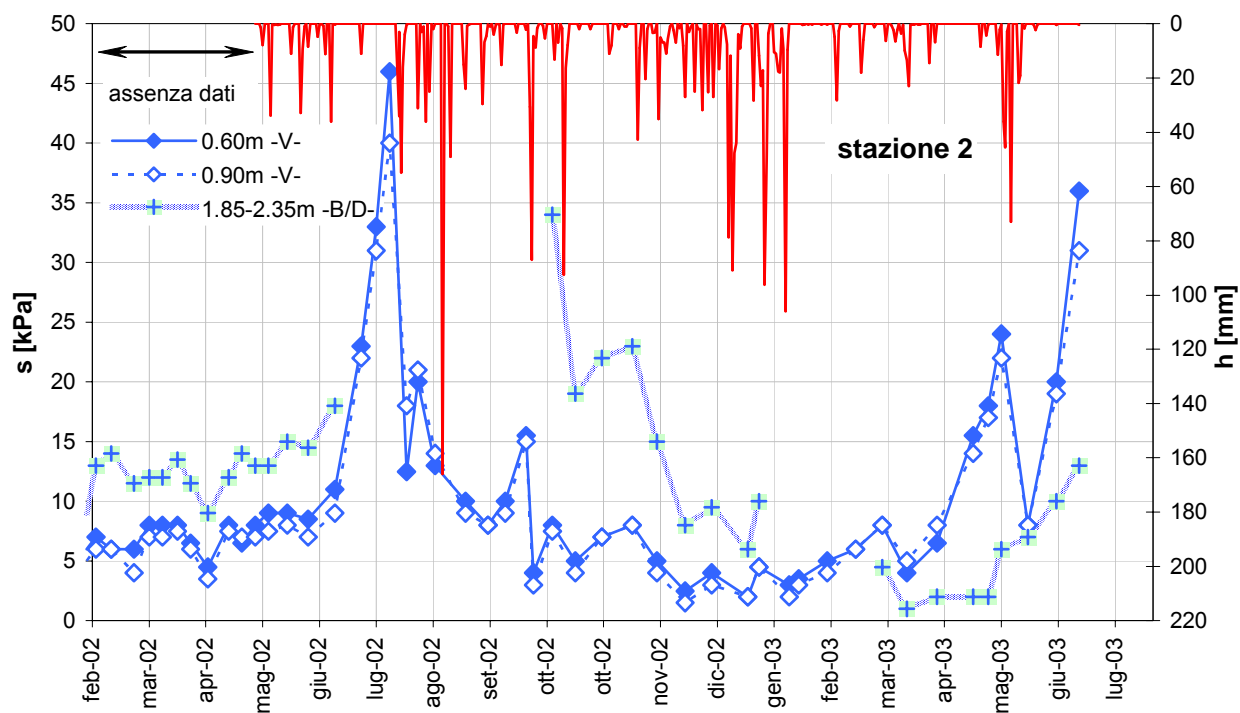
Confronti tra precipitazioni e valori di suzione

Alcuni confronti tra i dati tensiometrici e quelli pluviometrici possono essere effettuati guardando la figura 3.34 dove sono riportati sia i valori dell'altezza di pioggia giornaliera che le misure di suzione distinte per stazioni di misura.

Una prima considerazione riguarda la risposta degli strumenti nei periodi invernali. Nel periodo che va da novembre 2002 a febbraio 2003, tutti gli strumenti registrano variazioni di pochi kPa anche in seguito a precipitazioni meteoriche intense e prolungate. Ad esempio tra i mesi di gennaio 2002 e febbraio 2003, in corrispondenza del periodo 6, il più piovoso registrato, la suzione, pur se ovunque molto bassa, ha subito variazioni massime di circa 4kPa. Nei periodi secchi, quando le precipitazioni si riducono ad alcuni sporadici scrosci, la suzione cresce, ma in maniera più repentina nella coltre superficiale dove vengono registrati incrementi di alcune decine di kPa raggiungendo valori massimi di circa 50kPa.

Riguardando la risposta alle piogge degli strati ubicati alle varie profondità, si osserva che quelli più superficiali registrano prima e con variazioni di suzione più ampie le piogge. All'inizio del periodo piovoso che ha avuto inizio a partire dalla metà del mese di luglio 2002, in corrispondenza delle prime piogge, si sono verificati decrementi di suzione consistenti e repentini nel primo metro di coltre, dove si sono registrati variazioni di circa 35kPa nell'arco di pochi giorni. Più in profondità, il fenomeno avviene con un certo ritardo.





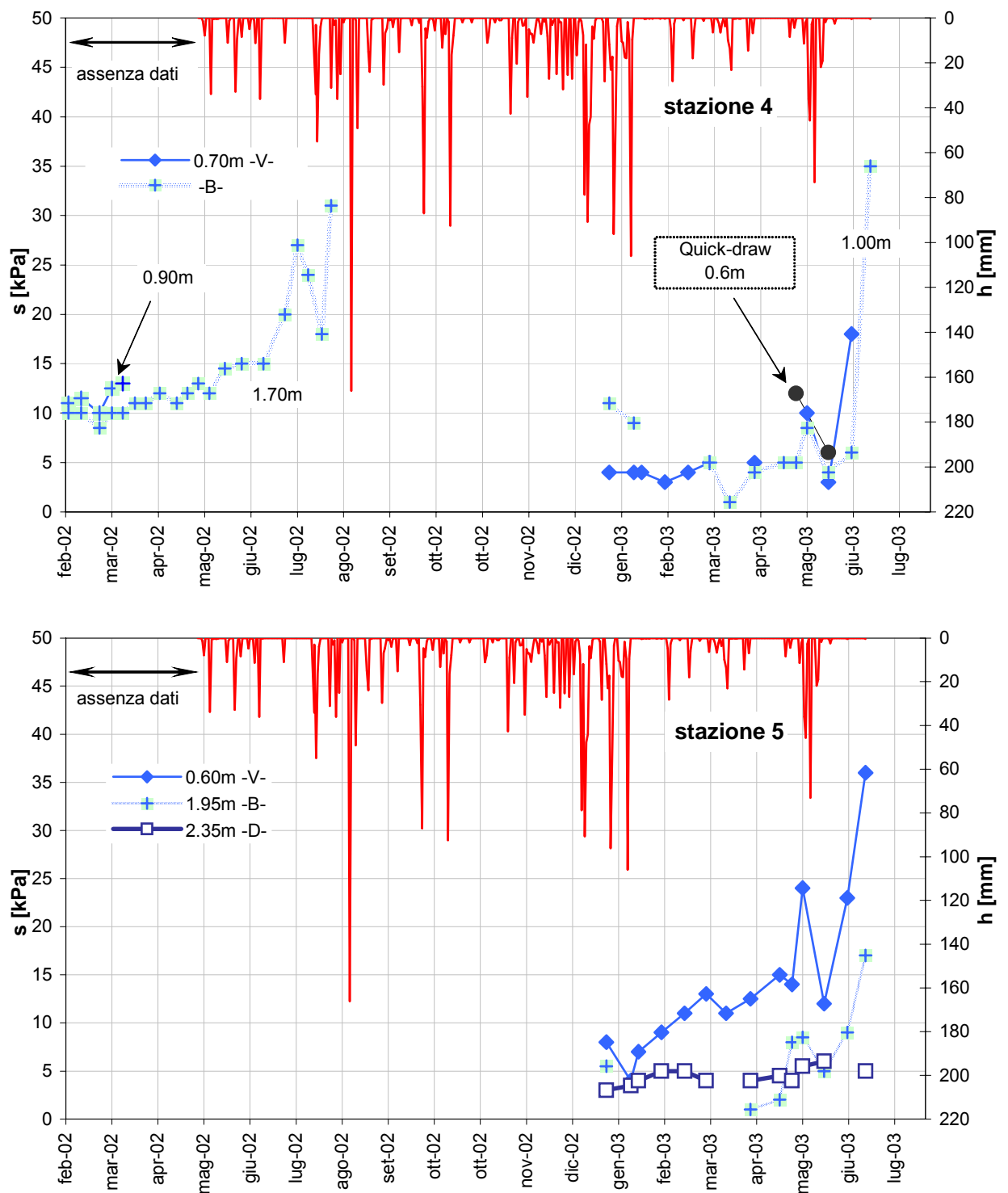


Figura 3.34 - Altezze di pioggia giornaliere e misure di suzione registrate nelle varie stazioni.

Ad esempio, con riferimento alla stazione 3 (fig. 3.35) si può notare che, in corrispondenza della pioggia del 15 e 16 luglio, laddove, nello strato vegetale si sono osservate marcate e rapide riduzioni della suzione (dell'ordine di 15kPa), a partire dal tensiometro ubicato a 1.30 m di profondità il decremento è avvenuto invece con un ritardo di alcuni giorni. Il tensiometro installato a 2.20m ha addirittura continuato a registrare incrementi di suzione; qui, una riduzione si è manifestata solo dopo piogge prolungate. Infatti, solo dopo il 7 agosto 2002 si sono avuti i primi decrementi. Analogo comportamento è stato rilevato in corrispondenza della stazione di misura 5 nel periodo compreso tra maggio e giugno 2003 (fig. 3.35).

Tale sfasamento temporale nella risposta dei tensiometri installati a seguito delle variazioni delle condizioni idrauliche al piano campagna (infiltrazione meteorica, evapotraspirazione), è reso ancora più evidente dall'esame dei profili di suzione ricostruiti in corrispondenza di due stazioni di misura ed in tre date a ridosso del breve periodo piovoso compreso tra il 7 maggio e l'11 giugno 2002 (fig. 3.36). Ovviamente, in tale schematizzazione le linee che uniscono i valori misurati alle varie profondità non sono affatto rappresentative di un reale andamento della suzione che potrebbe variare nell'ambito del medesimo strato con legge non lineare e subire un'inversione di tendenza al passaggio tra uno strato e l'altro.

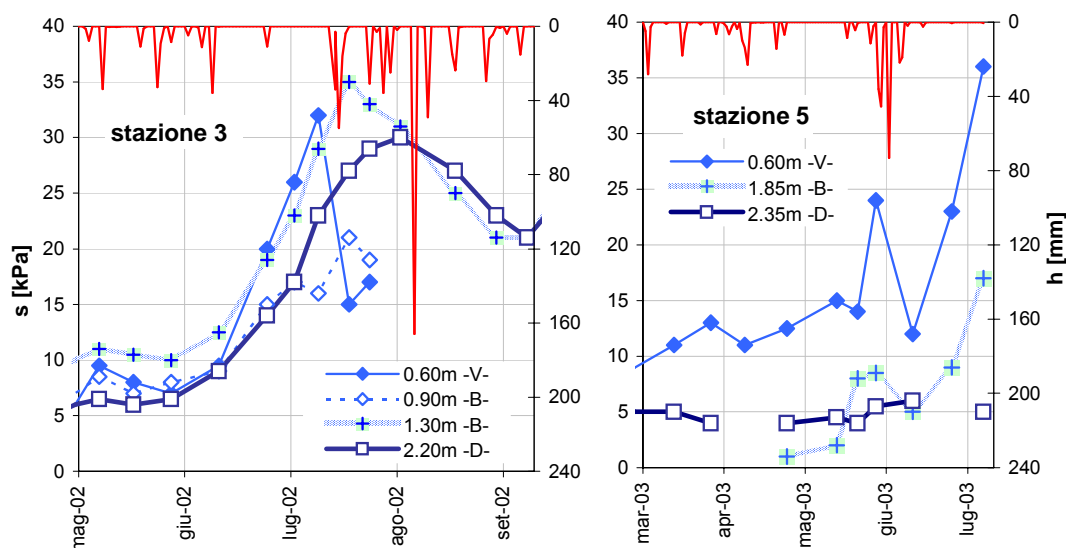


Figura 3.35 - Variazione della suzione alle diverse profondità in seguito a processi d'infiltrazione durante la stagione estiva.

La relativa rapidità con cui cambiano le condizioni idrauliche nei primi decimetri è essenzialmente dovuta alla permeabilità della coltre vegetale. Per l'assortimento granulometrico che lo contraddistingue, il materiale è probabilmente dotato di una curva di ritenzione idrica con un basso valore d'ingresso dell'aria, che determina una marcata tendenza alla desaturazione, e con andamento alquanto acclive, che si traduce in significative variazioni di suzione in corrispondenza di oscillazioni anche modeste del grado di saturazione. Inoltre, l'imbibizione della coltre superficiale nei periodi umidi è favorita dall'assenza di un manto erboso, che intercetterebbe parte dell'acqua meteorica. Nella stagione estiva, invece, la presenza di un fitto sottobosco favorisce il fenomeno dell'evapotraspirazione.

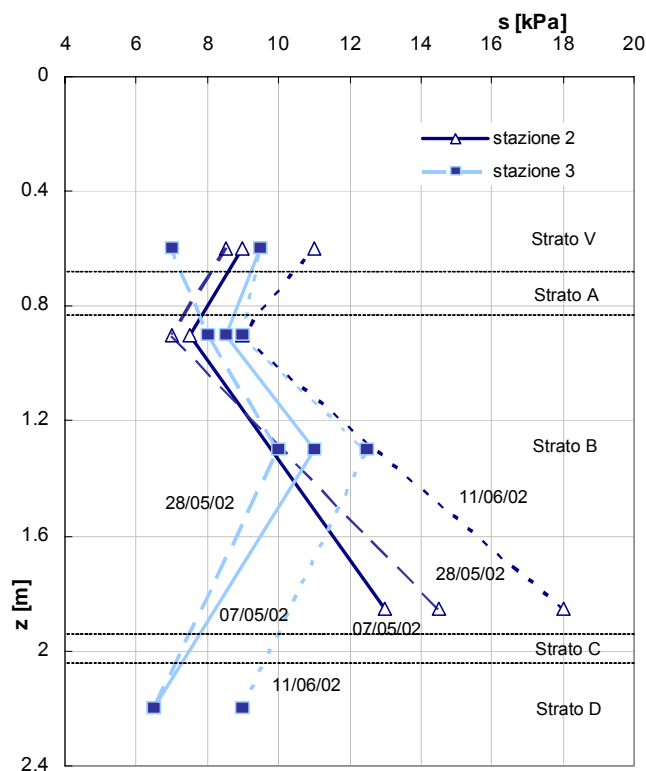


Figura 3.36 - Profili di suzione nelle stazioni 2 e 3 in tre diverse date.

Di contro, il ritardo osservato negli strati più profondi, anche in corrispondenza di piogge prolungate, dipende dal fatto che per raggiungere tali strati l'acqua deve saturare quelli sovrastanti. Inoltre, tra i punti di misura più superficiali (0.60m) e quelli profondi (1.30 e 2.20m) si trovano interposti livelli di pomici che, man mano

che si saturano, determinano una deviazione del flusso dalla direzione verticale a causa della loro elevata permeabilità; quando invece presentano bassi valori del grado di saturazione, impediscono la filtrazione. Addirittura, quando si verificano brevi piogge a ridosso di periodi secchi, nei quali l'acqua non riesce a raggiungere i livelli oltre le pomici (A), lì la suzione continua ad aumentare probabilmente a causa di un fenomeno di equalizzazione dei menischi con le condizioni al contorno dettate dagli strati di pomici con più basso grado di saturazione.

Presumibilmente, in corrispondenza di eventi meteorici prolungati, si instaura un moto di filtrazione lungo il versante che garantisce apporti d'acqua dalle sezioni di monte verso quelle di valle che può protrarsi anche per un certo periodo dopo le piogge. Negli strati di terreno posti più a valle, tale apporto dovrebbe contribuire a mantenere, un contenuto d'acqua maggiore per un periodo di tempo più lungo e, quindi, una suzione più bassa. L'analisi dei dati raccolti non riesce comunque ad evidenziare un tale fenomeno. Infatti, nel passaggio dalle misure registrate nelle stazioni di monte a quelle registrate nelle stazioni di valle, i valori di suzione registrati ad una stessa profondità nelle diverse stazioni di misura non subiscono riduzioni significative.

3.4.4 - ANALISI DEL PROCESSO DI INFILTRAZIONE

Se da un lato il monitoraggio è uno strumento fondamentale per la conoscenza delle condizioni idrologiche attuali del versante, dall'altro la previsione della sua risposta futura a seguito di assegnate precipitazioni meteoriche, richiede l'utilizzo di sofisticati metodi di analisi di tipo numerico o probabilistico. I dati del monitoraggio possono essere efficacemente utilizzati per calibrare tali modelli. Allo stato attuale, si possiede una serie significativa di dati, costituita da misure tensiometriche e di altezze di pioggia, relativa ad un intervallo di tempo di circa 18 mesi, e di alcuni risultati sperimentali sulle proprietà meccaniche degli strati cineritici (cfr. par. 3.3). In base a questi dati si è cercato di operare una taratura preliminare del modello mediante analisi numeriche dei processi di infiltrazione indotti da fenomeni meteorici.

Nel seguito, dopo un breve richiamo teorico ai concetti di filtrazione in mezzi parzialmente saturi, vengono descritti i criteri di modellazione del fenomeno e vengono presentati e commentati i risultati ottenuti.

Grado di saturazione, suzione e permeabilità

Il flusso dell'acqua in fase liquida attraverso un terreno parzialmente saturo può avvenire solo attraverso le porzioni del mezzo da essa occupate. Ne consegue che, a parità di gradiente, il flusso dipende dal grado di saturazione. Pertanto, il coefficiente di proporzionalità, K_w , tra il flusso ed il gradiente del potenziale non è costante, ma varia con il grado di saturazione. Poiché grado di saturazione e suzione sono intimamente legati, è possibile definire una funzione di permeabilità K_w che può essere posta in funzione della componente di matrice della suzione.

Il legame che esiste tra il contenuto d'acqua e la suzione, ovvero tra grado di saturazione e suzione, viene espresso attraverso delle curve caratteristiche del materiale, dette anche curve di ritenzione idrica. Tali curve dipendono dalla granulometria del terreno e vengono determinate sperimentalmente su provini indisturbati con diverse tecniche (piastre Richards, estrattore di volume, cella Bishop). Se rappresentate in un piano in cui sull'asse delle ascisse si riporta la suzione e su quello delle ordinate il contenuto d'acqua, queste curve sono generalmente caratterizzate da un tratto lineare orizzontale che può essere più o meno esteso in funzione della granulometria del materiale. Il valore di suzione in corrispondenza del quale si ha una brusca deviazione della curva dall'andamento rettilineo, che denota l'inizio della desaturazione, viene definito valore d'ingresso dell'aria. Sempre in funzione della granulometria esiste un determinato valore di suzione oltre il quale non si riesce ad ottenere un'ulteriore significativa desaturazione del materiale; la curva presenta quindi un tratto sostanzialmente asintotico con asintoto corrispondente all'asse delle ordinate.

In figura 3.37 sono rappresentate delle tipiche curve caratteristiche di materiali a diversa granulometria; in particolare, sull'asse delle ascisse è riportata la suzione e in ordinate sono riportati i valori del contenuto d'acqua volumetrico. Dal loro andamento è possibile arguire che per bassi valori della suzione (compresi tra 0 e 100kPa) la capacità di immagazzinare acqua è legata principalmente ai fenomeni

di capillarità e quindi alla distribuzione delle dimensioni dei pori. Per elevati valori della suzione, ovvero per contenuti d'acqua modesti, è la superficie specifica delle particelle solide che condiziona l'andamento della curva. In particolare, per un generico valore della suzione, si osserva che all'aumentare del contenuto argilloso si accompagna un incremento del quantitativo d'acqua immagazzinato ed una generale riduzione della pendenza della curva caratteristica. In un terreno sabbioso la dimensione dei pori è relativamente grande e pertanto solo una piccola porzione di essi resta satura per valori della suzione elevati.

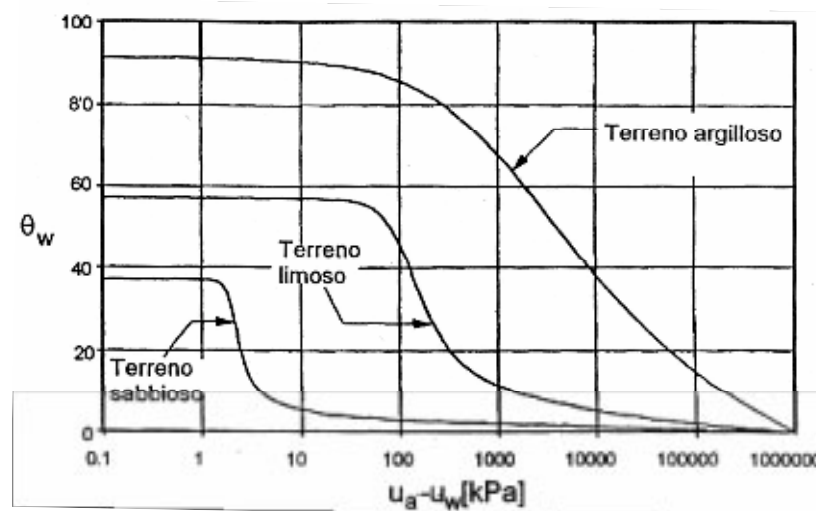


Figura 3.37 - Andamenti qualitativi delle curve caratteristiche di terreni sabbiosi, limosi ed argillosi (da Fredlund e Xing, 1994).

La relazione tra la suzione di matrice ed il contenuto d'acqua può essere ottenuta in per essiccamento o per umidificazione. Nel primo caso un campione di terreno inizialmente saturo viene sottoposto a suzioni crescenti e per ogni valore della depressione applicata si determina il contenuto d'acqua. Nel secondo caso si opera su un campione inizialmente secco che, sottoposto ad una suzione elevata, viene messo in collegamento con un volume d'acqua in modo che ne possa assorbire un certo quantitativo fino al raggiungimento delle condizioni di equilibrio.

Comunque, le curve che si ottengono seguendo tali procedimenti non coincidono. In particolare, il contenuto d'acqua di equilibrio con un'assegnata suzione è maggiore se tale condizione viene raggiunta attraverso un processo di desatura-

zione. Le esperienze raccolte, oltre a mettere in evidenza questo fenomeno che è responsabile dell'isteresi delle curve caratteristiche, mostrano anche che tutte le curve, siano esse ottenute per essiccamento o per umidificazione, ricadono all'interno di un dominio (dominio di isteresi) delimitato superiormente dalla curva relativa all'essiccamento del materiale saturo ed inferiormente da quella relativa all'umidificazione del materiale seccato in stufa.

L'isteresi delle curve caratteristiche è causata da diversi fenomeni tra cui (Hillel, 1982):

- la disuniformità delle dimensioni dei singoli pori che dà luogo al cosiddetto effetto bottiglia di inchiostro;
- le modalità con cui un menisco capillare raggiunge una condizione di equilibrio: infatti, l'angolo di contatto all'interfase solido/liquido è maggiore quando il liquido avanza rispetto alla superficie solida rispetto a quando invece recede; ciò comporta che, a parità di contenuto d'acqua, per il maggiore raggio di curvatura raggiunto nel processo di saturazione la suzione è minore rispetto a quella che si registra in fase di desaturazione;
- l'eventuale aria occlusa all'interno dei pori durante un processo di saturazione può ridurre il contenuto d'acqua corrispondente ad una assegnata suzione;
- i fenomeni di rigonfiamento o di ritiro associati alle variazioni di suzione, possono modificare la tessitura del terreno da cui dipende l'andamento della curva caratteristica.

Analogamente a quanto accade per le curve di ritenzione idrica, anche il legame tra la permeabilità e la suzione dipende dalla granulometria. In figura 3.38 sono riportati gli andamenti qualitativi di K_w al variare della suzione di matrice per un terreno sabbioso ed un terreno argilloso. Inizialmente i due terreni sono entrambi saturi e quindi la permeabilità del primo è maggiore di quella del secondo. Il processo di desaturazione di un terreno sabbioso è però più rapido; ciò comporta che, per valori della suzione maggiori del valore di ingresso dell'aria, la permeabilità del primo possa divenire più piccola di quella del secondo.

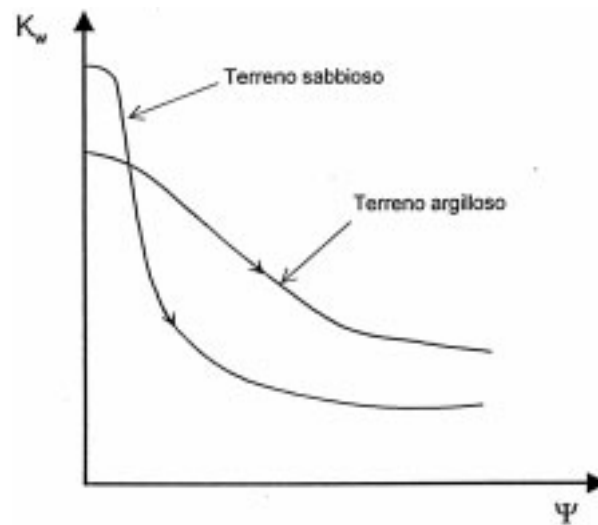


Figura 3.38 - Dipendenza della permeabilità dalla suzione in un terreno sabbioso ed in un terreno argilloso (da Sorbino, 1994).

Anche queste curve, come quelle caratteristiche, sono caratterizzate da isteresi. In particolare, la permeabilità che si ottiene in fase di desaturazione, a parità di suzione di matrice, è sistematicamente maggiore di quella che si ottiene in fase di saturazione (fig. 3.39).

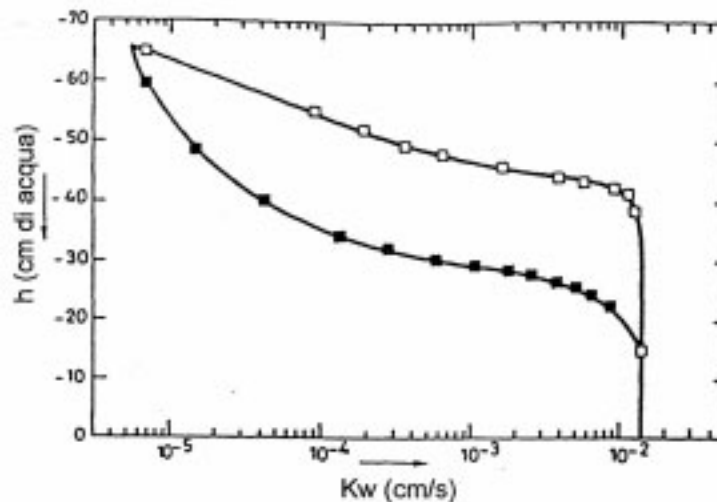


Figura 3.39 - Variazione della permeabilità di uno strato di sfere di vetro con la suzione (da Topp e Miller, 1966).

Sperimentalmente si è osservato, invece, che con buona approssimazione il legame tra la permeabilità ed il grado di saturazione è biunivoco (fig. 3.40).

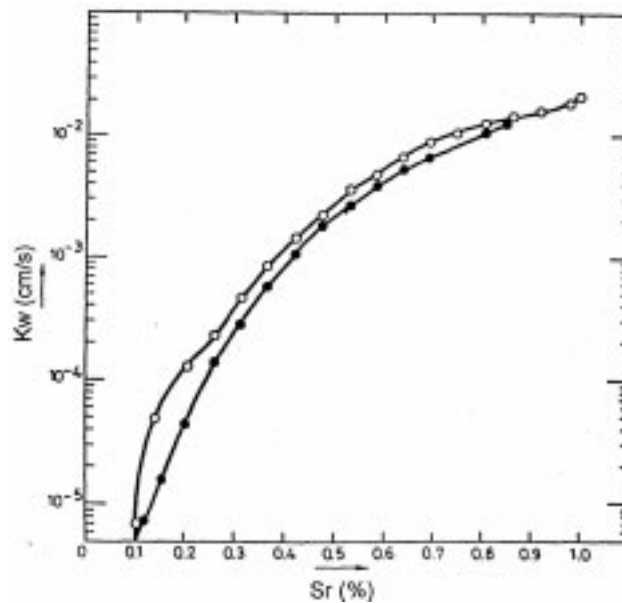


Figura 3.40 - Variazione della permeabilità di uno strato di sfere di vetro con il grado di saturazione (da Topp e Miller, 1966).

Filtrazione in mezzi parzialmente saturi

La principale difficoltà nello studio dei fenomeni di flusso in terreni non saturi riguarda l'individuazione delle variabili indipendenti e della "scala" con cui descrivere tali fenomeni. Vicol (1990) individua tre possibili approcci:

- considerare l'insieme costituito dalle particelle solide, dall'acqua e dall'aria come una miscela polifasica continua; ciascuna fase è allora considerata come intimamente legata alle altre;
- considerare il terreno come formato da una matrice solida fissa ed indeformabile e da due fasi fluide continue: acqua, che bagna la matrice solida, ed aria (Bear, 1972). Si ricercano allora le equazioni del flusso per ciascuno dei due fluidi indipendentemente l'uno dall'altro; le equazioni che si ottengono costituiscono due sistemi indipendenti legati tra loro attraverso la relazione tra grado di saturazione e differenza di pressione tra i due fluidi (curva caratteristica);
- considerare il terreno come formato da una matrice solida fissa ed indeformabile e dalle due fasi fluide, e trascurare completamente il flusso della fase gassosa; in questo modo si ottengono delle equazioni che descrivono la mi-

grazione della fase fluida per effetto dei soli gradienti idraulici in modo analogo a quanto avviene per un terreno saturo, ma con una permeabilità variabile con il grado di saturazione e quindi con la suzione.

Adottando il terzo approccio e considerando l'acqua incompressibile, nell'ipotesi che siano assenti gradienti di concentrazione di sali disciolti in modo tale che la suzione totale coincida con quella di matrice, l'equazione che regola il flusso si riduce alla seguente:

$$\frac{\partial \theta_w}{\partial t} = \nabla [K_w \nabla (z - \psi)] \quad (3.3)$$

dove z è la quota geometrica, $\psi = h_m / \rho_w g$ è il potenziale di matrice, h_m è la suzione di matrice e θ_w è il contenuto d'acqua in volume.

Nella (3.3) la funzione di permeabilità, K_w , può essere espressa sia come funzione del contenuto d'acqua volumetrico, θ_w , sia del potenziale di matrice, ψ . D'altra parte la curva caratteristica $\theta_w(\psi)$ può essere invertita in modo da ottenere la funzione $\psi(\theta_w)$. È perciò possibile assumere come incognita della (3.3), sia θ_w che ψ , con $K_w(\theta_w)$ funzione nota.

La risoluzione di un problema di filtrazione in un terreno non saturo non è perseguibile in forma chiusa se non in casi molto semplici. Infatti la curva caratteristica e la funzione di permeabilità introducono nelle equazioni una forte non linearità e pertanto è necessario procedere per via numerica.

Le incognite del problema, nel generico punto, si riducono quindi a:

- la permeabilità della fase liquida $k=k(S_r)$, ovvero le sue tre componenti nello spazio;
- la quota piezometrica;
- il grado di saturazione.

Le equazioni da utilizzare sono:

- l'equazione di Darcy per la fase liquida che si articola in un sistema di tre equazioni vettoriali che legano le tre componenti del vettore velocità di filtrazione alle variazioni del potenziale totale (quota piezometrica);

- l'equazione scalare che esprime la continuità del fluido (acqua).

A tali equazioni va aggiunta la relazione che lega la permeabilità alla suzione attraverso il grado di saturazione.

Per il caso di flusso transitorio nell'ipotesi di scheletro solido indeformabile, l'equazione del flusso resta formalmente la stessa (Supino, 1967), ma le grandezze idrauliche sono anche funzione del tempo, oltre che della posizione del punto.

La risoluzione del problema della filtrazione a causa della non linearità prodotta dalla condizione di parziale saturazione e delle condizioni idrauliche al contorno che variano continuamente nel tempo, risulta perseguibile solo per via iterativa e quindi con l'ausilio di metodi numerici. Da qui l'esigenza di utilizzare il Metodo agli Elementi Finiti (F.E.M.). In questo caso la risoluzione del problema richiede:

- la modellazione del problema;
- la definizione del dominio all'interno del quale integrare l'equazione generale del flusso;
- la definizione delle condizioni al contorno;
- l'assegnazione delle caratteristiche dei materiali;
- la definizione delle condizioni iniziali.

Modellazione del problema

Il programma di calcolo utilizzato (ABAQUS) prevede che il mezzo venga modellato mediante un approccio convenzionale nel quale esso viene considerato come un materiale multifase, in cui sono presenti i fluidi acqua ed aria (la condizione di mezzo saturo è una particolarizzazione di questo mezzo). L'acqua viene considerata incompressibile ed in grado di fluire attraverso i pori; l'aria invece è compressibile ed in condizioni statiche. Nella modellazione, alla fase solida viene assegnata una maglia di elementi attraverso la quale può avvenire il flusso della fase liquida; per quest'ultima viene imposta un'equazione di continuità in funzione della pressione neutra, assunta come variabile base. La variabile coniugata al flusso nel generico punto, è la velocità di filtrazione. La condizione di parziale saturazione determina una dipendenza della permeabilità dal grado di saturazione del mezzo e quindi dalla suzione ($u_a - u_w$). Pertanto, la permeabilità, dipendendo dalla incognita pressione neutra, è a sua volta una incognita del problema. Il le-

game tra la suzione ed il grado di saturazione è espresso tramite la curva caratteristica del materiale (S_r , $u_a - u_w$) che viene fornita al programma per punti.

Il legame tra permeabilità “ k ” e grado di saturazione “ S_r ” è espresso tramite la seguente relazione analitica, implementata nel codice di calcolo utilizzato:

$$k = k_{sat} \cdot (S_r)^\delta \quad (3.4)$$

dove k_{sat} è la permeabilità satura del mezzo poroso e δ è una costante empirica funzione della granulometria il cui valore è impostato nel programma e posto pari a 3. Questo valore, in accordo con Irmay (1954), è valido nel caso di materiali granulari alquanto uniformi. Nella presente analisi esso è stato adottato per tutti gli strati.

Il versante da studiare è stato modellato secondo lo schema riportato in figura 3.41 (Olivares et al., 2003). La pendenza è costante ed assunta pari a 40° e le stratificazioni sono continue e parallele al piano campagna. In particolare, procedendo dall'alto verso il basso, è presente una copertura vegetale di spessore pari a 60cm, uno strato di pomice grosse di spessore pari a 30cm (strato A), un deposito di ceneri sabbio-limose dello spessore di 90cm (strato B), un livello di pomice piccole alterate di spessore pari a 20cm (strato C) e uno strato di piroclastiti argillificate dello spessore di 40cm (strato D).

La schematizzazione adottata permette di ritenere il flusso bidimensionale, di considerare il dominio all'interno del quale integrare l'equazione globale del flusso coincidente con il banco di depositi piroclastici che è delimitato inferiormente dal substrato calcareo, di considerare solo una porzione del dominio dello sviluppo longitudinale di 50 m (sufficientemente grande rispetto allo spessore interessato) delimitata da due superfici verticali a monte ed a valle lungo le quali vengono assegnate adeguate condizioni al contorno. La lunghezza del pendio è tale che nella sua parte centrale, che risulta sufficientemente estesa, non si risente delle condizioni al contorno imposte sulle superfici laterali del modello: infatti, in tale zona le condizioni idrauliche si riproducono in modo sostanzialmente identico lungo le sezioni verticali del pendio.

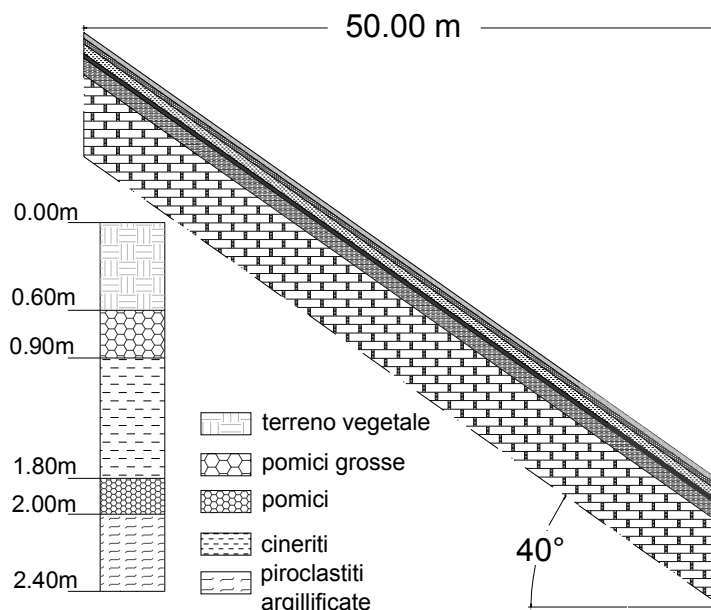


Figura 3.41 - Schematizzazione del versante di Cervinara ai fini dell'analisi numerica.

Nella tabella 3.4 sono riportate le proprietà dei terreni utilizzate nelle analisi numeriche. Tali dati, sono in parte tratti dai risultati delle prove di laboratorio (cfr. par 3.3), in parte (in assenza di dati) ricavati dalla letteratura per terreni di caratteristiche granulometriche analoghe a quelli in questione.

Tabella 3.4 - Proprietà dei materiali adottate nelle analisi numeriche

Strato	Terreno	γ [kN/m ³]	K_w [m/s]
V	terreno vegetale	15	1.0E-06 (*)
A	pomici grossolane	11	1.0E-01
B	cineriti	14	5.0E-05 (*)
C	pomici	12	1.0E-02
D	piroclastiti argillificate	16	1.0E-07

(*) da prove di laboratorio

Per lo sviluppo delle analisi è stato inoltre necessario definire le curve caratteristiche di ciascuno strato. Con eccezione delle ceneri vulcaniche dello strato B sulle quali sono state effettuate delle prove in cella Bishop (figura 3.42), le curve di ritenzione idrica utilizzate sono state tratte dalla letteratura. Per il terreno costi-

tuate la coltre vegetale è stata adottata la stessa curva caratteristica delle ceneri dello strato B (cfr. par. 3.3) che presentano una granulometria simile.

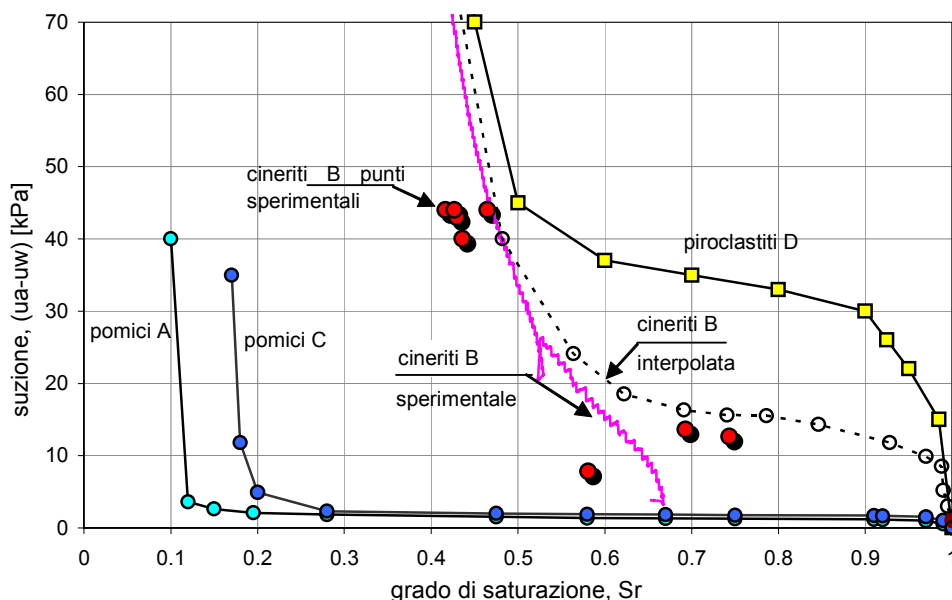


Figura 3.42 - Curve caratteristiche utilizzate nelle analisi.

Le condizioni al contorno riguardano la superficie di contatto tra il deposito piroclastico ed il sottostante banco calcareo, le due superfici verticali costituenti i limiti laterali del dominio di integrazione, il piano campagna. In particolare, avendo il calcare fratturato permeabilità molto maggiore del sovrastante deposito piroclastico, la superficie inferiore, è stata considerata drenante laddove le pressioni neutre assumono valori positivi ed è considerata impermeabile quando le pressioni neutre sono negative. In corrispondenza di questa superficie, quindi, la condizione al contorno è stata aggiornata ad ogni passo di calcolo. Un particolare comando, infatti, controlla la condizione di flusso attraverso una generica superficie, o una porzione di essa. Il flusso attraverso tale superficie viene assunto proporzionale alla differenza tra la pressione neutra calcolata, nel generico istante, su di essa ed un valore di riferimento, secondo la seguente relazione:

$$v_n = k_s \cdot (u_w - u_w^\infty) \quad (3.5)$$

dove v_n è la componente del vettore velocità di filtrazione nella direzione normale alla superficie, k_s è la permeabilità, u_w è il valore corrente della pressione neutra nel generico punto della superficie, u_w^∞ è un valore di riferimento.

Nell'analisi si è assunto che la porzione di superficie alla quale si applica la suddetta condizione permetta solo flusso in uscita (superficie drenante), il che corrisponde ad assumere nella relazione (3.5) $u_w^\infty = 0$. Essa diventa quindi:

$$v_n = k_s \cdot u_w \quad (3.6)$$

Per la permeabilità convenzionale da assumere lungo le superfici al contorno deve essere assunto un valore non molto maggiore della permeabilità dei materiali costituenti gli elementi. Viene suggerito di utilizzare (ABAQUS/Standard, Version 6.1, User's Manual vol. III pp. 19.4.4-3) un valore pari a:

$$k_s = 10^5 \cdot k / (\gamma_m \cdot c) \quad (3.7)$$

dove k è la permeabilità dei materiali interessati, γ_w è il peso specifico dell'acqua, c è la dimensione caratteristica dell'elemento di discretizzazione.

Per il piano campagna è stata, di volta in volta, imposta una condizione che permette di simulare un evento meteorico oppure un fenomeno di evaporazione. Qualora l'intensità di pioggia risulti maggiore della permeabilità verticale costituente la copertura agraria si assume la formazione di un velo idrico a piano campagna; in caso contrario si fornisce una portata d'acqua in ingresso dal piano campagna minore o uguale alla massima possibile, pari appunto alla permeabilità verticale del mezzo. Per simulare i periodi secchi, in cui si verifica un fenomeno di evaporazione, è stata imposta una portata in uscita valutata mediante l'approccio proposto da Penman (1948) per superfici sature ed esteso da Wilson (1990) a superfici non sature. In particolare, il valore della portata d'acqua in uscita è stata valutata utilizzando la curva 3 (figura 3.43) relativa alla massima distanza tra pelo libero della falda e piano campagna.

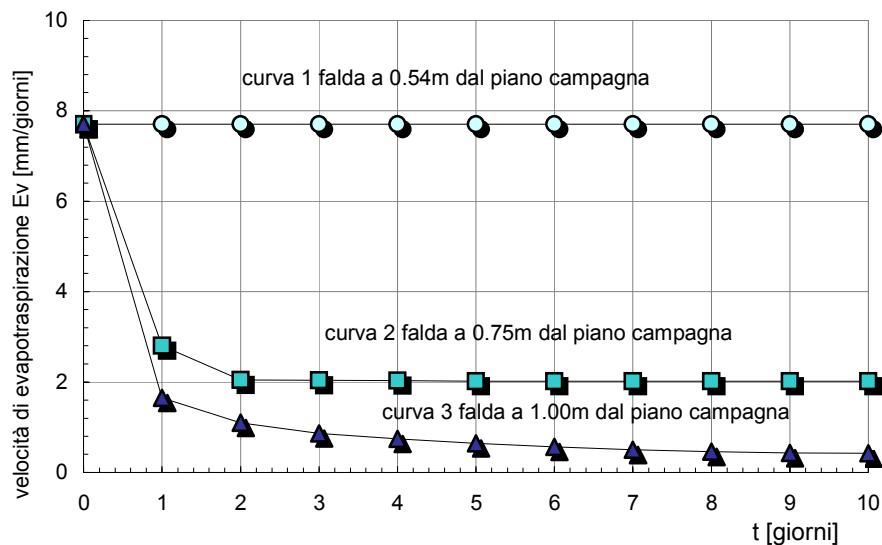


Figura 3.43 - Curve di evapotraspirazione adottate nell'analisi (da Wilson, 1990).

Lo stato tensionale iniziale è quello derivante dalla condizione di equilibrio sotto il solo carico geostatico. Per quanto riguarda le pressioni neutre sono state assunte delle distribuzioni analoghe a quelle registrate in sito ad una data prestabilita. Essendo disponibili solo delle misure puntuali lungo poche sezioni, è stato assunto un profilo ottenuto mediante interpolazione. Naturalmente i valori iniziali del grado di saturazione devono essere congruenti con tali valori di suzione tramite le curve caratteristiche.

La condizione iniziale implementata nel modello è rappresentata in figura 3.44 dalla curva continua ottenuta interpolando le misure puntuali di suzione. La data di riferimento è quella seguente un periodo di circa 15 giorni di assenza di pioggia (13/07/02). In tale data alla coltre vegetale compete la suzione più alta, pari a poco meno di 40kPa, che viene assunto approssimativamente costante in tutto lo strato. Nei livelli di pomici, non disponendo di misure di suzione, si sono ipotizzati valori compatibili con le curve caratteristiche di tali materiali. Nelle piroclastiti dello strato B è stato assunto un andamento lineare crescente con la profondità ottenuto a partire dalle misure effettuate nei due estremi dello strato (18kPa e 30kPa). L'incremento di suzione con la profondità è probabilmente dovuto alla presenza dei due livelli di pomici. Lo strato superiore produce un abbattimento dell'effetto dell'e-

vapotraspirazione a causa della bassa permeabilità di questo strato associata al suo ridotto grado di saturazione. Le pomici al di sotto dello strato B, invece, costituiscono una via preferenziale attraverso la quale l'acqua di porosità può allontanarsi per effetto della sola gravità. Nelle piroclastiti D si è assunto un valore di suzione costante pari a circa 23kPa lungo lo spessore dato dall'unica misura disponibile. Tale valore, relativamente basso, è probabilmente dovuto alla modesta permeabilità satura di questo materiale che consente la presenza di un contenuto d'acqua relativamente elevato.

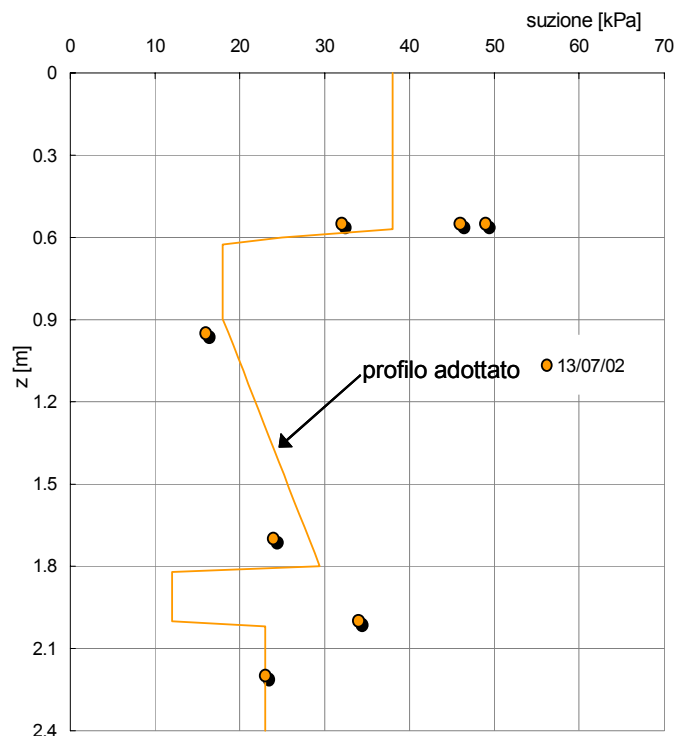


Figura 3.44 - Profilo di suzione iniziale adottato nelle elaborazioni.

A partire dalla condizione iniziale così assunta, sono state eseguite delle analisi finalizzate a simulare le vicissitudini idrauliche del versante per effetto delle variazioni climatiche. Infatti, a partire dalla distribuzione di suzione del 13/07/02, sono stati fatti alternare giorni piovosi e giorni non piovosi corrispondenti alle situazioni reali. Nel corso delle elaborazioni i risultati ottenuti nelle analisi precedenti sono stati adottati come valori iniziali di quelle seguenti.

Elaborazioni numeriche

Le analisi svolte riguardano il periodo di osservazione compreso tra il 17/07/02 e il 07/08/02. In ogni simulazione le condizioni al contorno in corrispondenza del piano campagna sono state aggiornate. Durante i periodi secchi è stata assunta una portata in uscita determinata come illustrato in precedenza (cfr. fig. 3.43). In corrispondenza dei periodi piovosi si è imposta in ingresso una portata per unità di area e di tempo pari proprio all'intensità dell'evento registrato. Se tale portata risulta superiore alla permeabilità verticale dello strato vegetale corrispondente al grado di saturazione assegnato è stata simulata la formazione di un velo idrico. Ogni volta che ad un periodo secco è succeduto uno piovoso è stata controllata la permeabilità corrispondente al grado di saturazione ottenuto dall'analisi precedente e se questa risulta inferiore alla portata in ingresso associata all'evento meteorico da simulare allora sul piano campagna viene assunta la formazione di un velo idrico, ad indicare un ruscellamento superficiale dell'acqua in eccesso, imponendo un valore nullo di pressione neutra.

Nella figura 3.45 sono riportati gli andamenti nel tempo della suzione alla profondità di 60cm dal piano campagna (strato vegetale) ottenuti dalle analisi numeriche che sono stati confrontati con quelli misurati in sito alle stazioni 1,2 e 3.

I risultati delle elaborazioni sono indicati dai punti vuoti mentre i dati misurati in sito da punti pieni. Nel periodo preso in esame si sono verificati 6 giorni piovosi. In particolare, il 07/08/02 sono caduti al suolo 165mm di pioggia. In corrispondenza di ogni evento è stata eseguita un'analisi numerica per valutare la risposta idraulica del versante; non sono disponibili, invece, le misure in corrispondenza di ogni singolo evento. Questa circostanza può far sì che l'effettiva risposta del versante non sia colta a causa dei fenomeni avvenuti tra l'evento e le misure.

In ogni caso, confrontando i dati misurati e quelli calcolati si osserva che esiste un buon accordo tra di essi; infatti, la risposta alle variazioni delle condizioni idrauliche al piano campagna è molto simile e i valori restituiti dalle elaborazioni sono compresi nel campo di variazione delle misure in sito. Tuttavia, è possibile osservare che nel periodo che va dal 25/07/02 al 03/08/02, intercorso tra due misure consecutive, la risposta ricavata dalle simulazioni è caratterizzata da oscilla-

zioni nei valori di suzione dovute a fenomeni meteorici alternati a periodi di soleggiamento.

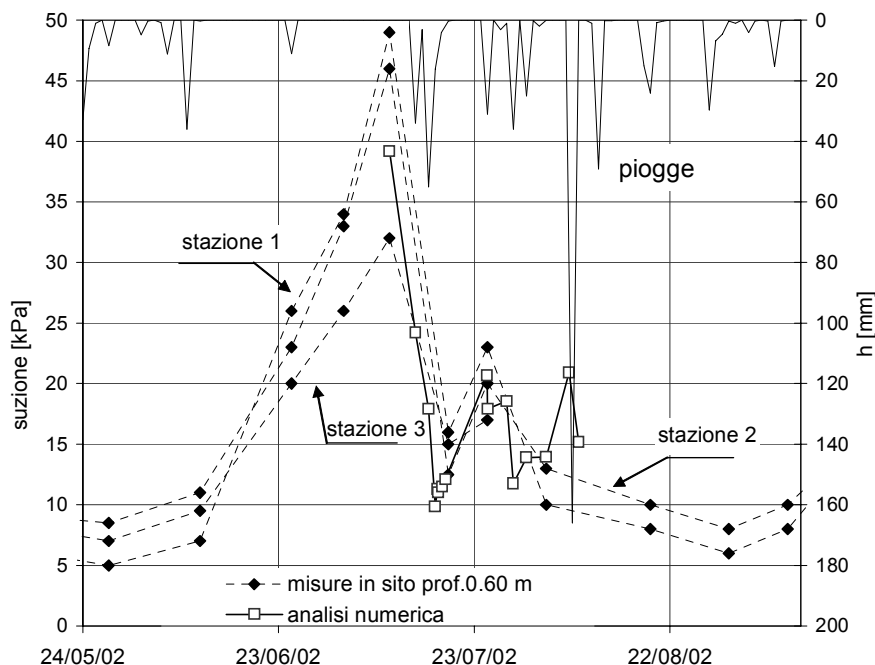


Figura 3.45 - Confronti tra i risultati delle elaborazioni e i valori di suzione registrati alla profondità di 0.60m in tre diverse stazioni di misura.

Contrariamente a quanto riscontrato nella parte più superficiale del deposito, i risultati delle analisi relativi allo strato di cineriti B si discostano sensibilmente dalle misure in sito. Nella figura 3.46 vengono riportati i dati tensiometrici relativi a tre differenti profondità, alla profondità di 1.30m ed in tre sezioni differenti del versante modellato ubicate rispettivamente a 10m, 25m e a 40m dal piede. Si nota che, nello stesso, la suzione decresce procedendo da monte verso valle; inoltre, le sue variazioni legate alle piogge diventano meno marcate per le sezioni di valle rispetto a quelle di monte. Quest'ultimo aspetto suggerisce che le condizioni idrauliche al piano campagna (infiltrazione meteorica o evapotraspirazione) giocano un ruolo più importante a monte in quanto lì la componente verticale del flusso prevale nettamente su quella orizzontale. Nelle zone di valle, invece, all'infiltrazione verticale si sovrappone il flusso proveniente dalle sezioni di monte. Conseguentemente la suzione a valle è minore di quella a monte.

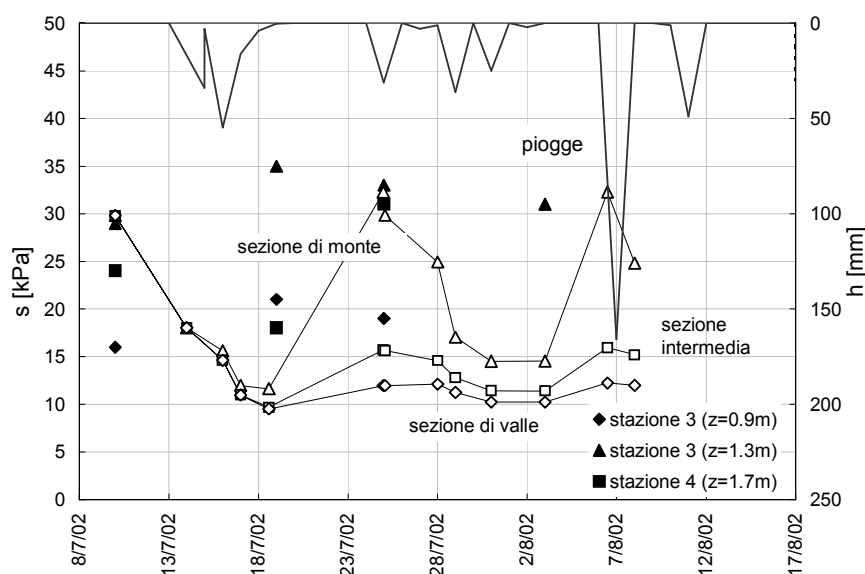


Figura 3.46 - Risultati delle elaborazioni per la profondità di 1.30m, lungo tre diverse sezioni.

L'andamento della suzione con la profondità è riportato nella figura 3.47 dove sono riportati risultati dalle analisi per i giorni piovosi del 19/07/02, 25/07/02 e 03/08/02. I risultati dell'analisi mostrano che nella coltre vegetale, ed in particolare nei primi decimetri, si risente della condizione idraulica imposta al piano campagna ($u_w = 0$). La suzione tende a crescere con la profondità e la sua legge di variazione è quella tipica di un fenomeno di infiltrazione con componente del flusso prevalentemente verticale. All'interfaccia con lo strato di pomice il valore della suzione scende a 20kPa rispetto ai 38kPa di partenza.

A partire dal livello di pomice la suzione comincia a decrescere con la profondità e l'andamento diviene lineare. In particolare, in questo strato, in corrispondenza delle piogge, si osservano riduzioni di suzione molto modeste, dell'ordine del kPa. Queste ridotte variazioni di suzione sono dovute alla particolare curva di ritenzione idrica utilizzata per caratterizzare questi materiali. Infatti, variazioni di suzione di qualche unità di kPa richiedono grosse variazioni del grado di saturazione. Anche nelle piroclastiti B la suzione si riduce con la profondità, contrariamente alla condizione iniziale, ma con legge sempre lineare assumendo un valore massimo, in sommità, pari a 18kPa ed uno minimo, alla base, di circa 13kPa. Nelle pomice C il comportamento è analogo a quello del livello di pomice A, solo che le differenze tra

i valori iniziali e finali più evidenti. Nelle piroclastiti D si verifica una riduzione dei valori di suzione di circa 13kPa in tutto lo strato. Nonostante, a partire dal livello di pomici A, la suzione decresce con la profondità l'infiltrazione avviene sempre dall'alto verso il basso poiché la quota piezometrica decresce con la profondità.

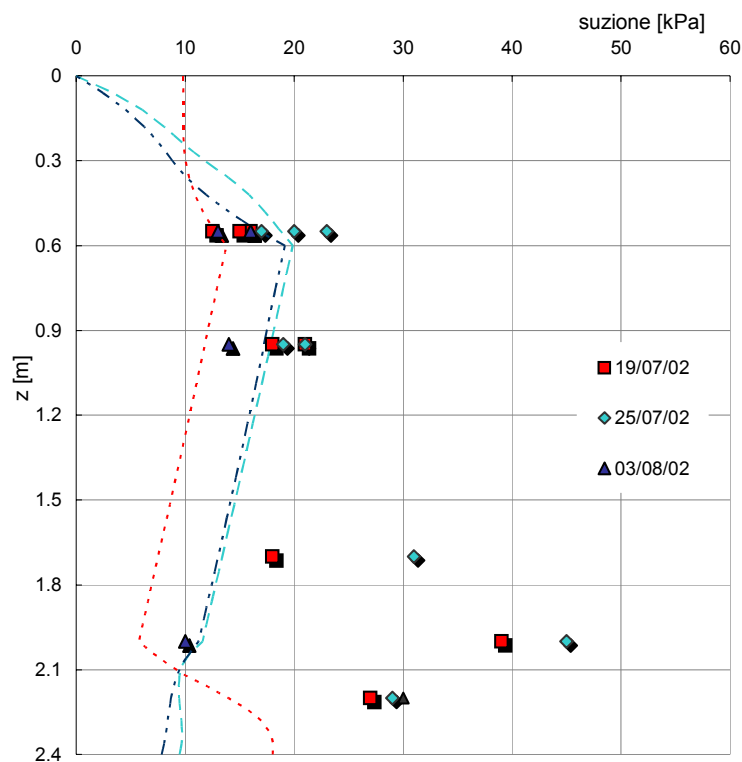


Figura 3.47 - Profili di suzione calcolati e misure in sito

Nello stesso diagramma di figura 3.47 sono riportate le misure effettuate in sito circa 24 ore dopo che si sono verificati gli eventi meteorici. Confrontando i risultati delle analisi con i dati misurati viene confermato un buon accordo per lo strato vegetale e per la parte superiore dello strato B. Al contrario, a partire dalla base del livello di ceneri le differenze sono non trascurabili.

I risultati evidenziano la corretta modellazione del pendio e l'adeguata caratterizzazione dei livelli cineritici nonché l'idonea scelta delle condizioni al contorno che simulano in maniera corretta l'infiltrazione meteorica e l'interazione idraulica del pacchetto piroclastico con gli altri contorni drenanti. Anche la portata evapotraspirativa adottata, per il periodo di osservazione considerato, ha adeguatamente

simulato il fenomeno dell'evapotraspirazione durante i periodi secchi. Tuttavia tali risultati evidenziano l'importanza che hanno i livelli di pomici sulla risposta idraulica d'insieme dell'intero versante. Pertanto al fine di cogliere la reale risposta del pendio a fenomeni meteorici, occorre caratterizzare adeguatamente, anche attraverso prove di diffusività idraulica in sito, i livelli di pomici. Dai risultati di questa serie di analisi si evidenzia la necessità di caratterizzare dal punto di vista idraulico i livelli di pomici e le piroclastiti dello strato D.

CAPITOLO IV

MODELLAZIONE FISICA DELL'INNESCO DI COLATE DI FANGO

Per meglio comprendere i meccanismi d'innescò e di evoluzione in colata della frana in oggetto è stata realizzata una sperimentazione su modello fisico di pendio in scala ridotta.

La suscettibilità a liquefare delle ceneri vulcaniche (strato B), verificata attraverso prove non drenate su provini saturi (Olivares, 2001; Lampitiello, 2003), infatti, non è da sola sufficiente a giustificare i meccanismi che possono aver condotto alla generazione di una colata di fango. È fondamentale studiare il comportamento di volumi di terreno di dimensioni maggiori, in un analogo problema di contorno ed in condizioni simili a quelle presenti in sito.

Per analizzare il comportamento di siffatti volumi di terreno è indispensabile progettare e realizzare appositi modelli fisici, che consentano di ricreare il particolare tipo di innescò della rottura che si vuole osservare, e che siano strumentati in maniera tale da consentire il monitoraggio delle grandezze di interesse. Gli Autori (Eckersley, 1990; Okura et al., 2002; Wang e Sassa, 2001; Spence e Guymer, 1997; Lacerda et al., 2003) che si sono cimentati in tale tipo di sperimentazione hanno realizzato ed utilizzato apparecchiature alquanto differenti. In particolare, la maggior parte dei modelli fisici e della relativa strumentazione sono stati realizzati, di volta in volta, per indagare un particolare aspetto del fenomeno. Così, ad esempio, Eckart et al. (2002) realizzano un canale con pareti trasparenti ed utilizzano un sistema di telecamere per lo studio della cinematica di colate di materiali granulari asciutti. Eckersley (1990) utilizza un canale attrezzato a tergo con un serbatoio per provocare l'innalzamento della falda ed innescare in tal modo la rottura; il modello è strumentato con trasduttori di pressioni neutre e celle di carico per misurare lo stato di sforzo in alcuni punti alla base del deposito. Wang e Sassa (2001) mettono a punto un sistema artificiale di riproduzione della pioggia su di un deposito realizzato in un canale inclinabile con pareti trasparenti strumentato con un u-

nico trasduttore di pressione neutra sul fondo ed una telecamera laterale per individuare le possibili correlazioni tra entità delle pressioni neutre a rottura e cinematisimo della frana. In alcune esperienze (Spence e Guymer, 1997; Eckart et al., 2002) lo studio del meccanismo di rottura viene completamente tralasciato.

La finalità della sperimentazione sviluppata nel caso in esame è stata proprio quella di indagare i meccanismi di rottura e post-rottura di un pendio costituito da ceneri vulcaniche parzialmente sature soggette ad una pioggia uniforme. Per questo motivo, è stato progettato e realizzato il modello fisico strumentato descritto nel seguito.

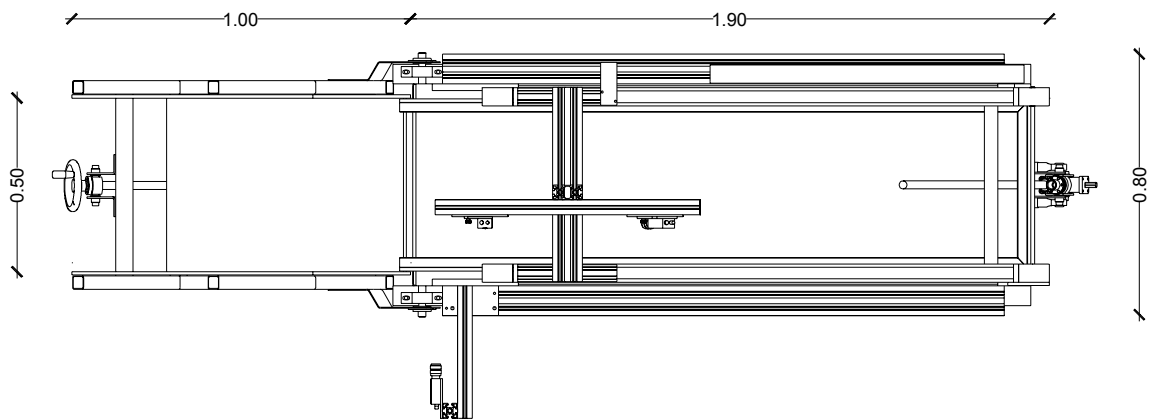
4.1 - PROGETTAZIONE DEL MODELLO

4.1.1 - IL MODELLO DI PENDIO

Il modello riproduce un pendio indefinito di cui si intende provocare la rottura mediante una pioggia uniforme.

Il canale ha sezione rettangolare (foto 4.1, fig. 4.1) con pareti in plexiglas ed è sostenuto da un telaio inclinabile in tubolari metallici. Esso è incernierato ad un'ulteriore telaio metallico fissato a terra. La lunghezza complessiva dell'apparecchiatura è di 2.90m, l'altezza è di 2.50m e la larghezza di 0.80m. All'interno del canale è possibile mettere in opera un deposito di terreno della larghezza di 50cm, della lunghezza di 190cm e dell'altezza di 50cm. La parte di monte è lunga 1.90m e quella di valle, incernierata alla prima, è lunga 1.00m. È, quindi, possibile inclinare in maniera indipendente le due parti, in modo da realizzare un cambio di pendenza (fig. 4.1). La pendenza prescelta viene raggiunta facendo ruotare intorno ad un asse la parte di canale da inclinare; la rotazione è prodotta mediante il sollevamento dell'estremità libera utilizzando una vite (fig. 4.1). Tale operazione viene eseguita a mano, e non con meccanismi meccanici o oleodinamici, per evitare di trasmettere sollecitazioni dinamiche al deposito a inizio o fine corsa. L'inclinazione massima raggiungibile è di 65°.

PIANTA



PROSPETTO LATERALE

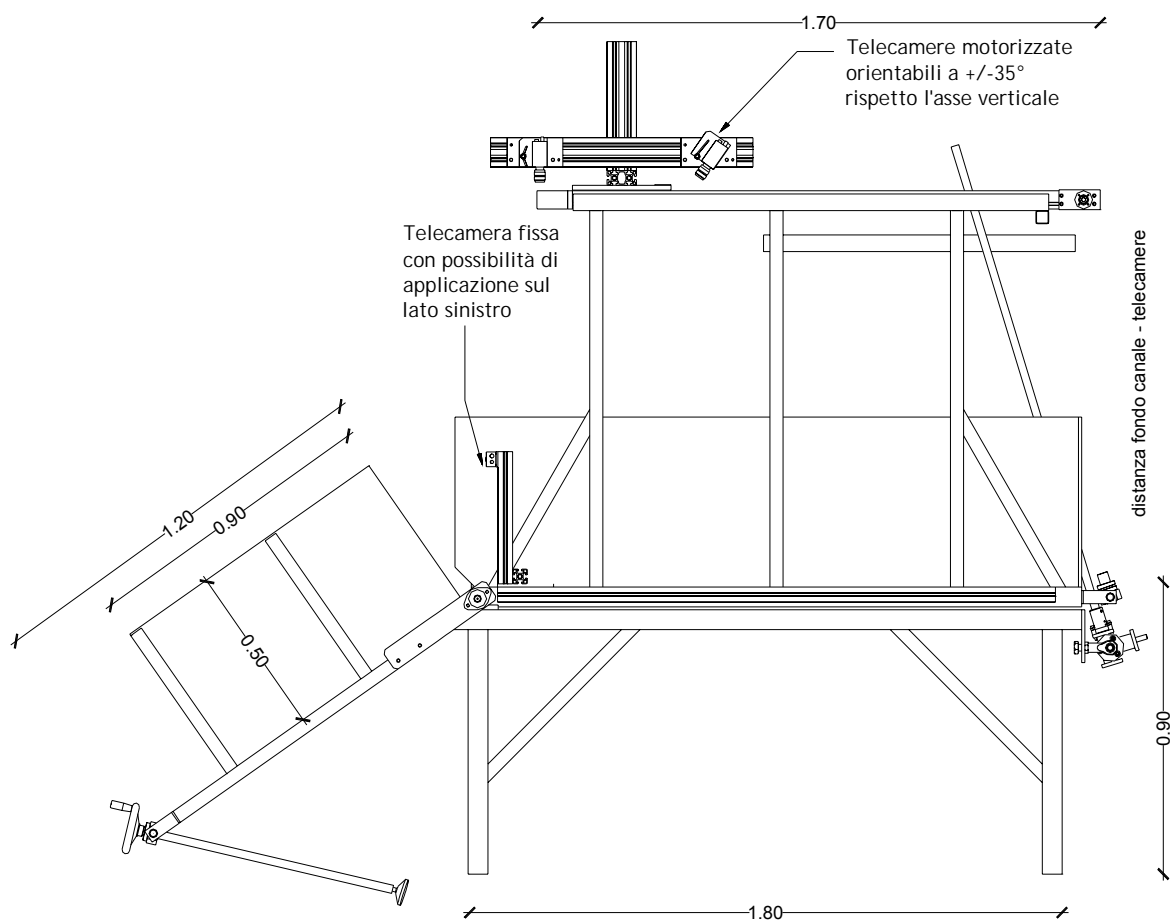


Figura 4.1 - Progetto del modello fisico di pendio.



Foto 4.1 - Il modello fisico di pendio in scala ridotta.

Sullo stesso telaio che sostiene il canale è fissato un sistema di telecamere digitali con relativo sistema di movimentazione (foto 4.1), ed un sistema di nebulizzatori per la riproduzione della pioggia artificiale.

Per controllare il volume di materiale posto in opera, nonché le deformazioni indotte durante il processo di saturazione, lungo le pareti del canale sono state tracciate scale graduate. Sul fondo del canale, anch'esso in plexiglas, è stata realizzata un'interfaccia di tipo attritivo che simuli il substrato ed impedisca lo scivolamento del terreno durante il sollevamento; a tal fine è stato installato un telo in materiale plastico sul quale sono incollati dei granelli di ghiaia calcarea (foto 4.2). Sempre per impedire lo scivolamento del terreno, al piede del versante è stato disposto uno zoccolo a sezione prismatica realizzato con una rete metallica contenente materiale drenante (pomici avvolte in geotessile) che impedisce la formazione di accumuli d'acqua (foto 4.3). La presenza del dreno influenza il meccanismo di rottura del pendio. Comunque, tenendo conto dello spessore del deposito (dell'ordine di 1dm) in rapporto alla sua lunghezza (dell'ordine del metro), se la rottura coinvolge l'intero pendio, il meccanismo di rottura a pendio indefinito può essere considerato soddisfatto.



Foto 4.2 - Particolare dell'interfaccia alla base del canale.



Foto 4.3 - Particolare del dreno.

La simulazione della pioggia viene ottenuta mediante un opportuno sistema idraulico. Per evitare l'erosione degli strati superficiali del terreno, un'attenzione particolare è stata rivolta alla scelta dei nebulizzatori. Questi sono costituiti da atomizzatori composti da un corpo in ottone e punta con orifizio di diametro pari a 0.41mm (foto 4.4).



Foto 4.4 - I nebulizzatori adoperati.

Gli erogatori permettono di ottenere una dimensione della particella d'acqua nebulizzata di 0.10mm con una pressione di 15bar ed una portata d'acqua erogata di 4.3l/ora. L'angolo di nebulizzazione a tale pressione è di 60°. Per ottenere particelle nebulizzate è necessaria una pressione minima di 4bar. Nelle applicazioni correnti viene utilizzata acqua in pressione a 7bar, che consente di ottenere una portata d'acqua in uscita da ogni nebulizzatore di circa 4l/ora con un angolo di nebulizzazione di 35°. Tale pressione viene raggiunta con un sistema a casse d'aria (fig. 4.2), appositamente progettato, di capacità pari a 250 litri, che provvede a fornire la quantità d'acqua necessaria per l'esecuzione di una prova. Il sistema è realizzato in maniera tale che una delle due casse possa, eventualmente, immagazzinare e portare in pressione l'acqua nel corso della prova senza che debba essere interrotta l'erogazione della pioggia. Lo schema di funzionamento per la fase di erogazione della pioggia e di contemporaneo riempimento di una delle due riserve d'acqua è riportato in figura 4.2.

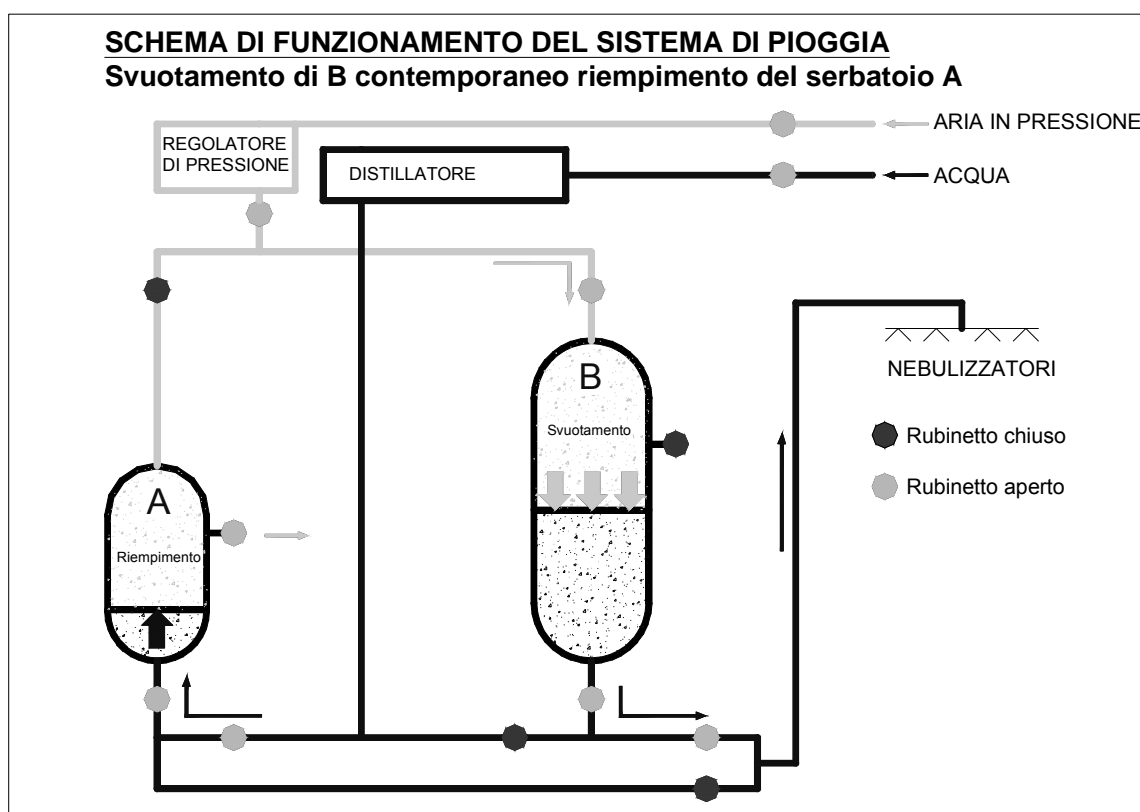


Figura 4.2 - Schema di funzionamento del sistema di casse d'aria.

Per prevenire l'otturazione degli erogatori, oltre all'utilizzo di un filtro capace di trattenere particelle solide di dimensioni maggiori o uguali a $5\mu\text{m}$, viene adoperata acqua distillata per evitare la formazione di incrostazioni calcaree. Per garantire l'uniformità dell'intensità di pioggia, particolare attenzione è stata rivolta alla disposizione degli atomizzatori ed alla realizzazione del circuito idraulico. Gli atomizzatori sono montati su aste metalliche orientabili fissate alla struttura del canale e disposte lungo le pareti laterali per non interferire con le riprese del sistema di telecamere (foto 4.5). In tal modo è possibile indirizzare il getto d'acqua e regolarne la direzione nel corso della calibrazione del sistema. Inoltre per limitare le perdite di carico nel sistema idraulico di erogazione, e fare in modo che tutti gli atomizzatori erogino la medesima portata d'acqua, il sistema è stato realizzato a maglia chiusa.

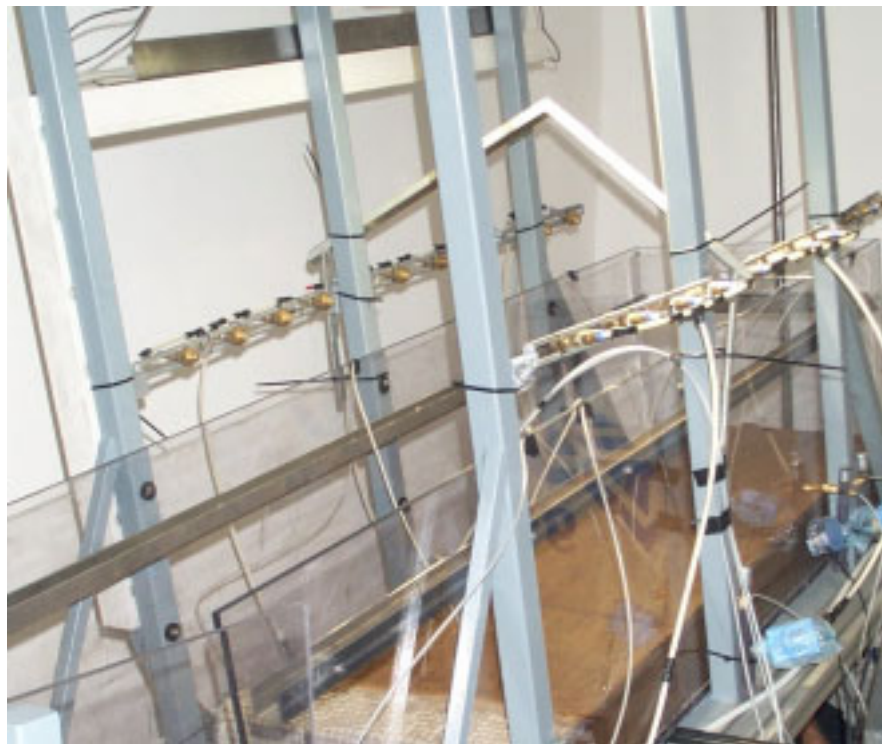


Foto 4.5 - Disposizione degli atomizzatori per la simulazione della pioggia.

L'intensità della pioggia viene imposta attraverso i dispositivi di regolazione della pressione dell'aria presente nei serbatoi: possono essere raggiunte intensità di pioggia comprese tra 45mm/h e 80mm/h . Per evitare che l'acqua nebulizzata,

intercettata dalle pareti laterali di plexiglas, scorra lungo di esse andando ad inumidire in maniera concentrata i bordi laterali del deposito, lungo le pareti sono state disposte delle canaline di intercettazione e smaltimento delle acque (foto 4.5). La calibrazione del sistema di pioggia è descritta al par. 4.2.

Il comportamento del terreno viene investigato mediante un complesso sistema di monitoraggio, appositamente progettato, costituito da trasduttori di spostamento a tecnologia laser, minitensiometri, celle di carico miniaturizzate, trasduttori di pressione neutra miniaturizzati, telecamere (fig. 4.3). I sensori sono stati scelti sulla scorta di indicazioni della letteratura e delle proposte più innovative presenti in commercio.

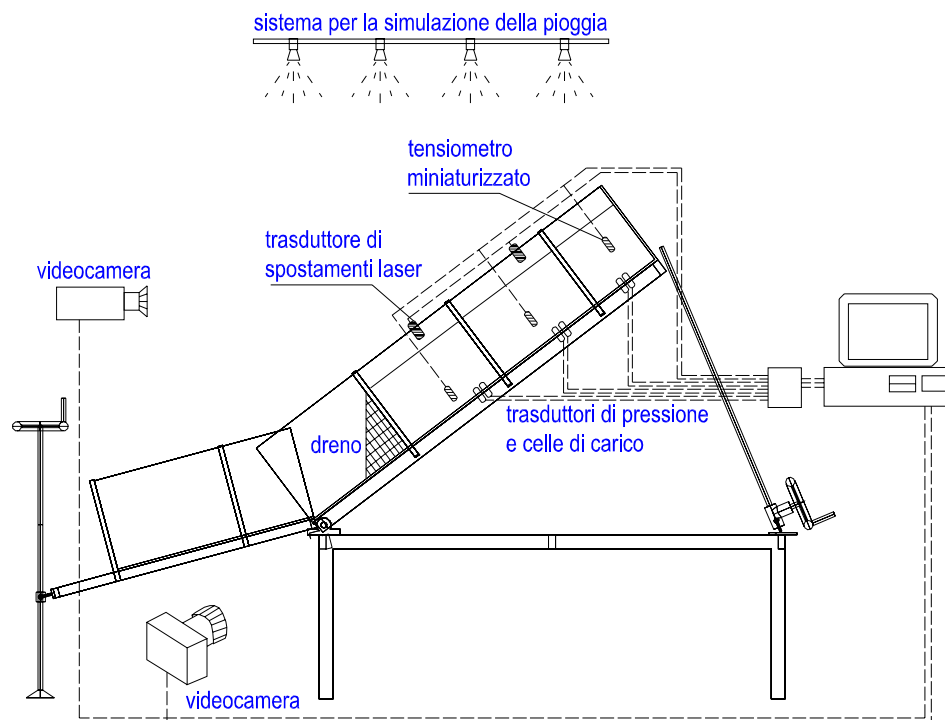


Figura 4.3 - Il progetto del sistema di sensori per il monitoraggio (da Damiano e Olivares, 2002).

In particolare, nella presente sperimentazione ci si è interessati di indagare la fase di pre-rottura valutando l'evoluzione della suzione e degli spostamenti della superficie del modello durante il processo di saturazione.

È stato utilizzato un numero di strumenti tale da poter tenere sotto osservazione diversi punti del deposito lungo diverse sezioni e a diverse progressive. In

un medesimo punto si possono controllare sia le pressioni neutre che le tensioni totali in modo da risalire allo stato tensionale efficace. Le misure tensiometriche possono essere effettuate anche a diverse profondità.

Misure di suzione

Durante la fase di infiltrazione vengono monitorati la suzione e gli spostamenti del piano campagna. La suzione è misurata mediante una serie di minitensiometri del tipo *small-tip* (cfr. par. 3.4.1) prodotti dalla *SOIL MOISTURE* posti in vari punti del deposito ed a diverse profondità. Ogni strumento consta di un corpo costituito da un tubo di plastica trasparente sul quale trovano posto una capsula per lo spurgo del circuito dall'aria ed un trasduttore ad acquisizione automatica. La punta porosa in ceramica, lunga 2.5cm ed avente diametro di 6mm, con valore di ingresso dell'aria di 100kPa, è collegata al corpo tensiometrico mediante un tubo capillare protetto da un tubo esterno di nylon della lunghezza di 2m. Il trasduttore, montato sul corpo tensiometrico, ha un campo di misura compreso tra -100÷0kPa, e converte misure di pressioni in un segnale analogico continuo compreso nel campo 4÷20mA con una linearità di 0.25% del fondo scala ed un'isteresi inferiore al 1%. Collegato ad un sistema di acquisizione a 12 ingressi, permette l'acquisizione automatica dei valori di suzione con campionamenti fino a 750Hz.



Foto 4.6 - Minitensiometri ad acquisizione automatica.

Misure di spostamento

Gli spostamenti verticali della superficie del terreno sono misurati mediante trasduttori di spostamento a tecnologia laser per misure senza contatto della *MICRO EPSILON*. I trasduttori utilizzati sono stati scelti tra quelli in commercio che non necessitano di target metallici: infatti, questi ultimi, non riuscendo ad essere perfettamente solidali al terreno, non restituiscono valori rappresentativi del reale comportamento del deposito.

I trasduttori utilizzano il principio della triangolazione ottica mediante la proiezione di una luce modulata sull'obbiettivo prefissato e sono dotati di sensori (*CCD-array*) in grado di misurare l'intensità della luce diffusa riflessa e trasmessa al sensore da una lente ricevente inclinata rispetto all'asse ottico del laser (fig. 4.4). Il segnale viene linearizzato e fornito in uscita in un campo di corrente tra 4÷20mA con linearità di $\pm 0.2\%$. Il campo di temperatura operativo è compreso tra 0 e 55° C. Occorre assicurarsi che gli strumenti siano disposti con l'asse ottico ortogonale alla superficie da monitorare. Deviazioni dalla ortogonalità comprese tra 5° e 15° corrispondono ad errori nella valutazione della distanza di circa 0.5% del campo di misura, che si elevano all'1% per deviazioni comprese tra 15° e 30°.

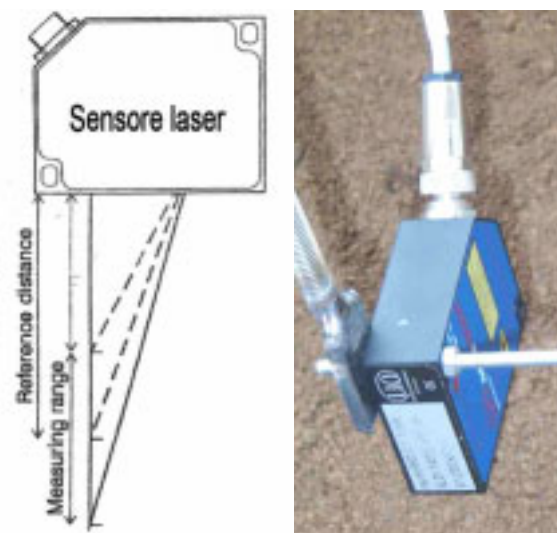


Figura 4.4 -Trasduttori laser di spostamento.

Vengono utilizzati trasduttori con due fondo scala differenti: uno di 50 mm con risoluzione di 5 μ m (serie *ILD 1400*), l'altro di 100 mm con risoluzione di 20 μ m (se-

rie *ILD 1500*). I due tipi di trasduttori lavorano ad una distanza dal target variabile tra 45 e 95mm il primo, tra 50 e 150mm il secondo. La rugosità della superficie del deposito conduce, ovviamente, ad un rumore di fondo nella risposta dello strumento che comunque risulta tollerabile nelle correnti applicazioni, in quanto dell'ordine del decimo di millimetro.

Misure di pressione neutra

Dopo la saturazione le pressioni neutre diventano positive. Per la loro misura e per il monitoraggio delle eventuali sovrappressioni indotte dalla rottura vengono adoperati trasduttori di pressione neutra miniaturizzati e trasduttori piezoresistivi. I primi sono stati scelti sulla scorta delle indicazioni ritrovate in letteratura. Infatti, Wang e Sassa (2001) mostrano che, per depositi di materiali granulari sciolti dello spessore del decimetro, possono insorgere sovrappressioni neutre dell'ordine del decimo di kPa che si dissipano in un arco di tempo di pochi secondi. Occorre dunque predisporre degli strumenti con un fondo scala ridotta ed una sensibilità elevata in maniera da essere in grado di leggere pressioni neutre dell'ordine del millimetro in colonna d'acqua e con tempi di risposta ridotta. A tal fine è importante anche la scelta del sistema di acquisizione come verrà illustrato nel seguito.

Il trasduttore miniaturizzato utilizzato per la sperimentazione, della serie *PDCR81* della *DRUCK*, è immergibile ed, essendo dotato di attacco a membrana affacciata con filtro in ceramica, può essere agevolmente utilizzato per misure di pressioni neutre in terreni. Ha un campo di misura tra 0 a 35kPa con risoluzione dello 0.2% e campo di temperature di esercizio compreso tra -20/+120°C, ed è costituito da una cella di carico del diametro di circa 5 mm ed alta circa 25 mm (foto 4.7).



Foto 4.7 - Trasduttori di pressioni neutre miniaturizzati.

I trasduttori di pressioni neutre piezoresistivi utilizzati appartengono alla serie PCB della casa costruttrice *PIEZOTRONICS* (foto 4.8). Essi hanno un fondo scala di 70kPa con un'accuratezza inferiore allo 0.1% del fondo scala e forniscono un'uscita nel campo di tensione 0-10V. Poiché la cella di carico di tali strumenti è a diretto contatto con l'acqua di porosità è stato realizzato un apposito alloggiamento che consente di posizionare tra la cella di carico ed il terreno una piastra porosa per evitare che intrusioni di grani di sabbia possano danneggiare la membrana di carico. Questi strumenti, nel corso della loro calibrazione, hanno presentato una serie di inconvenienti descritti al par. 4.2.



Foto 4.8 - Trasduttori piezoresistivi.

Misure di carico

Sul fondo del canale, oltre ai trasduttori di pressione neutra, possono essere disposte celle di carico miniaturizzate ed immergibili avente diametro di 4.5mm e spessore di 1mm (foto 4.9). Esse hanno un fondo scala di 200kPa e sono dotate di sistema di pre-amplificazione del segnale. Anche per tali strumenti si è provveduto a progettare appositi sostegni ed un sistema di pre-carico (ancora in fase di sviluppo) che consenta di ottenere che lo strumento lavori in un campo di esercizio maggiore di quello offerto dal solo spessore del deposito di terreno e che faccia sì che il carico risulti perfettamente centrato.



Foto 4.9 - Celle di carico miniaturizzate immergibili.

Gli strumenti adoperati nella sperimentazione sono stati tarati prima del loro utilizzo secondo le procedure descritte al par. 4.2.

Tutti i trasduttori, ad eccezione dei minitensionetri, sono collegati ad un sistema di acquisizione dati modulare in grado di acquisire un massimo di 32 canali e di digitalizzare ed allocare nel registro d'uscita i segnali forniti in ingresso ad otto canali con una frequenza di 2.8ms (foto 4.10). Ciascun canale può essere configurato per ricevere in ingresso segnali in corrente od in tensione in campi prefissati.

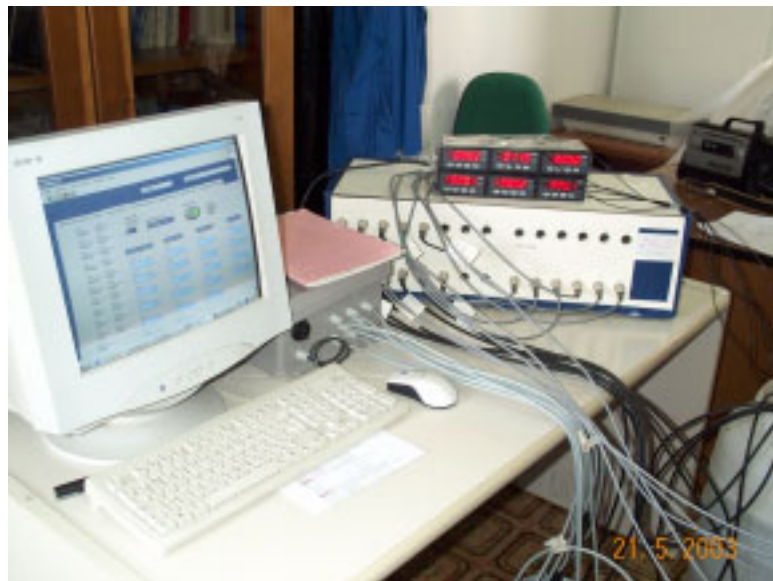


Foto 4.10 - Sistema di acquisizione ed elaborazione dati.

In tal modo è possibile gestire tutti i sensori con un unico sistema di acquisizione ed effettuare una registrazione di tutti i 21 segnali in un tempo inferiore al decimo di secondo.

Una fitta rete di fori sul fondo del canale permette di monitorare tre diverse sezioni, una centrale e due laterali. In particolare, lungo la sezione centrale, in corrispondenza di ciascun punto di misura è possibile disporre celle di carico, trasduttori di pressioni neutre e minitensiometri (fig. 4.5).

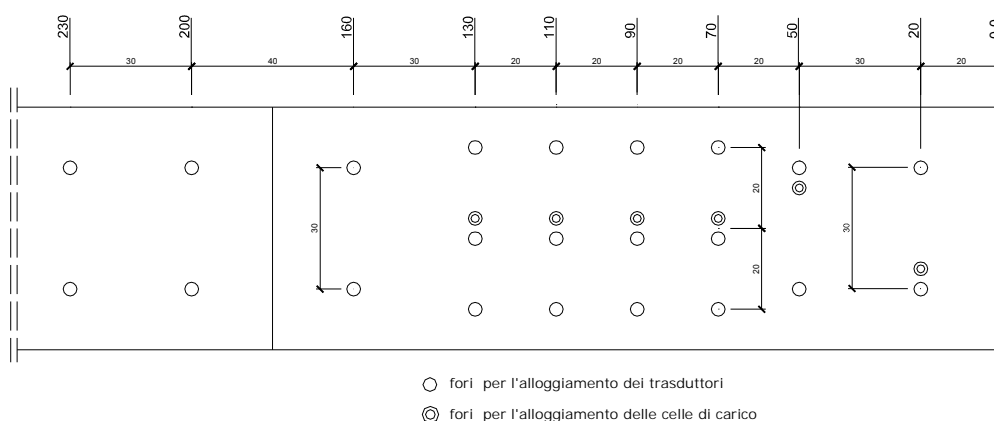


Figura 4.5 - Ubicazione fori predisposti sul fondo del canale.

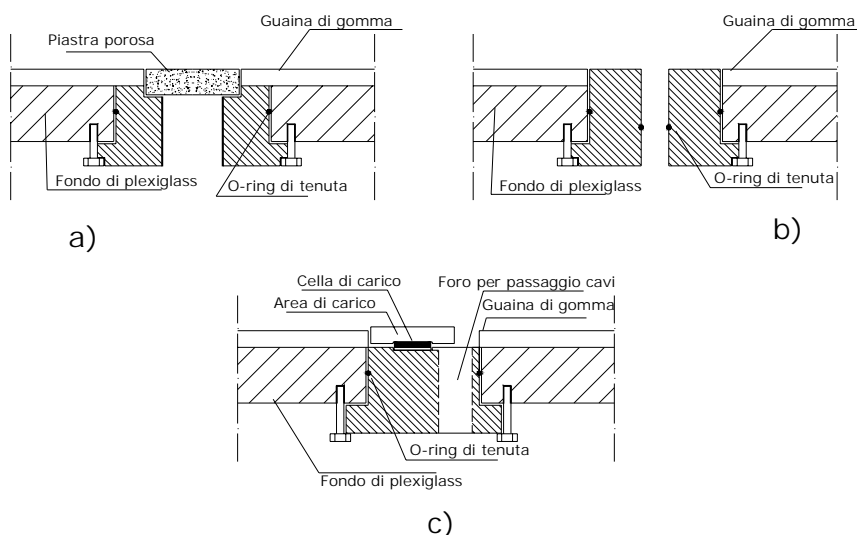


Figura 4.6 - Progetto degli alloggiamenti dei trasduttori: a) trasduttori PCB; b) trasduttori PDCR81; c) celle di carico.

La presenza di minitensimetri e trasduttori di pressioni neutre, installati a coppia, gli uni vicino agli altri, consente di passare con continuità da letture di suzione (fino a che il terreno è parzialmente saturo) a misure di pressioni neutre positive. Analogamente, l'accostamento di trasduttori di pressioni interstiziali e di pressioni totali permette di valutare l'evoluzione dello stato tensionale efficace nel punto prefissato. Questa flessibilità del sistema di misura, fondamentale in un prototipo come quello in oggetto, è stata ottenuta mediante degli alloggiamenti metallici appositamente studiati per accogliere i diversi trasduttori (fig. 4.6). Dotati di idoneo sistema di tenuta, essi possono rapidamente essere disposti nella fitta rete di fori realizzata sul fondo del canale (foto 4.11).

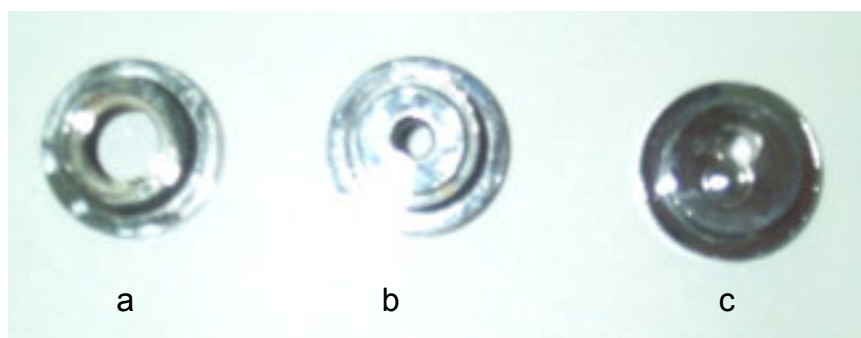


Foto 4.11 - Alloggiamento trasduttori: a) PCB; b) PDCR81; c) celle di carico.

La strumentazione è completata da un sistema di acquisizione e digitalizzazione delle immagini che permette la ricostruzione del campo di moto in tutte le fasi del processo di frana. Il sistema è costituito da tre telecamere di tipo digitale, di cui due sono fissate ad un asse motorizzato solidale alla struttura di sostegno del canale e posto ad un'altezza di 2.50m dal fondo, mentre la terza è collocata lateralmente e fissata ad una delle due strutture in profilato di alluminio ancorate lateralmente alla struttura di base del canale lungo la quale può scorrere (foto 4.12). Quest'ultima telecamera può dunque essere posizionata lungo uno dei due lati del canale. L'asse motorizzato consente spostamenti massimi di 150cm a velocità o accelerazione costante con una precisione del millimetro sull'entità dello spostamento imposto. In tal modo, anche durante l'acquisizione delle immagini, è possibile inquadrare agevolmente zone più significative del campo di moto. Nota la ve-

locità (costante) delle telecamere le successive elaborazioni vengono eseguite depurando il campo di moto dal moto relativo tra particelle e telecamere.

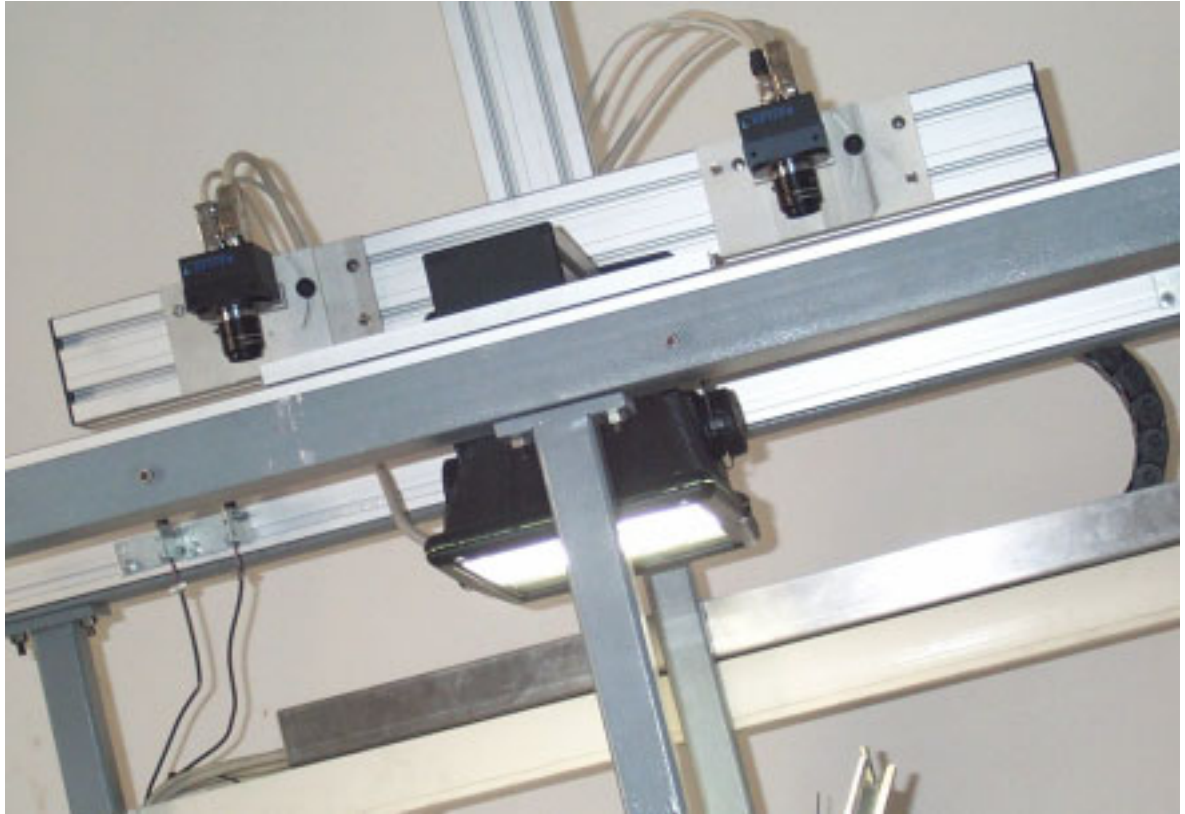


Foto 4.12 - Particolare delle telecamere superiori.

Le caratteristiche delle telecamere *Basler A101P* da 3 Megapixel sono tali da garantire una risoluzione di 1mm per un campo di vista di 50x50 cm con un *frame-rate* di 10 immagini al secondo. Disponendo le due telecamere superiori in modo tale che l'asse dell'obiettivo sia ortogonale alla superficie inquadrata, si riesce a disporre di un campo visivo di 50cmx100cm, ed a ottenere la ricostruzione del campo di moto bidimensionale (coincidente con la superficie del piano campagna). Ruotando l'asse ottico delle due telecamere fissate a piastre rigide inclinabili, rispetto alla verticale, di $\pm 35^\circ$, è possibile ricostruire un campo di moto tridimensionale disponendo, però, di un campo visivo ridotto a 50cmx50cm. Le tre telecamere e il sistema di movimentazione degli assi sono collegati ad un PC dotato di hardware e software adatti alla gestione dell'acquisizione delle immagini e del controllo della movimentazione (foto 4.13).



Foto 4.13 - Sistema per l'acquisizione e l'elaborazione delle immagini

La progettazione e lo sviluppo del sistema è stata effettuata in collaborazione con la ditta G.E.A.S. s.r.l. di Torino che ha curato la realizzazione del modello fisico e dell'architettura hardware e software del sistema di movimentazione e gestione delle telecamere.

Il software commerciale dedicato all'elaborazione della sequenza di immagini è il *PivView versione 2.1 (PIV TEC)* che si basa sulla tecnica PIV (*Particle Image Velocimetry*). Nel seguito sono riportate, in maggior dettaglio le caratteristiche del sistema di telecamere, il principio di funzionamento del sistema PIV per l'elaborazione delle immagini e la calibrazione del sistema progettato (al riguardo della ricostruzione del campo di moto bidimensionale), atteso che questa risulta essere la prima applicazione di tale sistema ad un modello di pendio in scala ridotta in materiale naturale e con riproduzione di un evento di pioggia.

4.1.2 - APPLICAZIONE DEL SISTEMA PIV

Il sistema video di ripresa e di trattamento ed elaborazione delle immagini tipo PIV trova le sue principali applicazioni nello studio del campo di moto delle correnti di fluidi e, più recentemente, di miscugli secchi di particelle solide (Eckart et al., 2002).

Nel seguito viene brevemente descritto il principio base di funzionamento nelle sue classiche applicazioni (fluidi trasparenti) e vengono illustrate le modifiche ad esso apportate per renderlo applicabile anche al caso in esame.

Principio di funzionamento del sistema PIV e di analisi dei dati

La tecnica PIV consente di ottenere una misura simultanea delle velocità istantanee di un sistema piano soggetto ad un campo di moto in maniera non intrusiva, cioè senza arrecare disturbo al flusso. La regione investigata viene illuminata due volte, al tempo t ed al tempo $t+\Delta t$; contemporaneamente due immagini, *frame A* al tempo t , e *frame B* al tempo $t+\Delta t$, vengono registrate da una telecamera digitale posizionata con asse ottico perpendicolare alla regione stessa sotto osservazione. Dal confronto tra i due *frame* è possibile valutare gli spostamenti di punti identificati dalla telecamera. La velocità di questi punti è data semplicemente dallo spostamento diviso per l'intervallo di tempo Δt intercorso tra le due riprese. Di solito la sorgente luminosa utilizzata è una doppia luce laser ad impulsi che viene sincronizzata con l'otturatore della telecamera.

Nelle sue classiche applicazioni a correnti d'acqua, il sistema necessita dell'inserimento all'interno del flusso di particelle traccianti facilmente riconoscibili nei fotogrammi. Nella scelta delle particelle occorre essere certi che esse assumano la stessa velocità del fluido; quindi, devono essere sufficientemente piccole e dotate di densità poco diversa da quella del fluido. In figura 4.7 è schematicamente illustrato il funzionamento di un classico sistema PIV.

Il PIV è un sistema ottico che si basa essenzialmente sulla proiezione della regione di interesse in una immagine bidimensionale in scala di grigi grazie all'ausilio di telecamere digitali. Il dispositivo base di una telecamera digitale consta, infatti, di una griglia di sensori, chiamati pixel, che vengono attivati se colpiti da fotoni. In tal modo, tali dispositivi convertono puntualmente la luce che arriva sulla griglia in una carica elettrica di intensità proporzionale alla radiazione incidente.

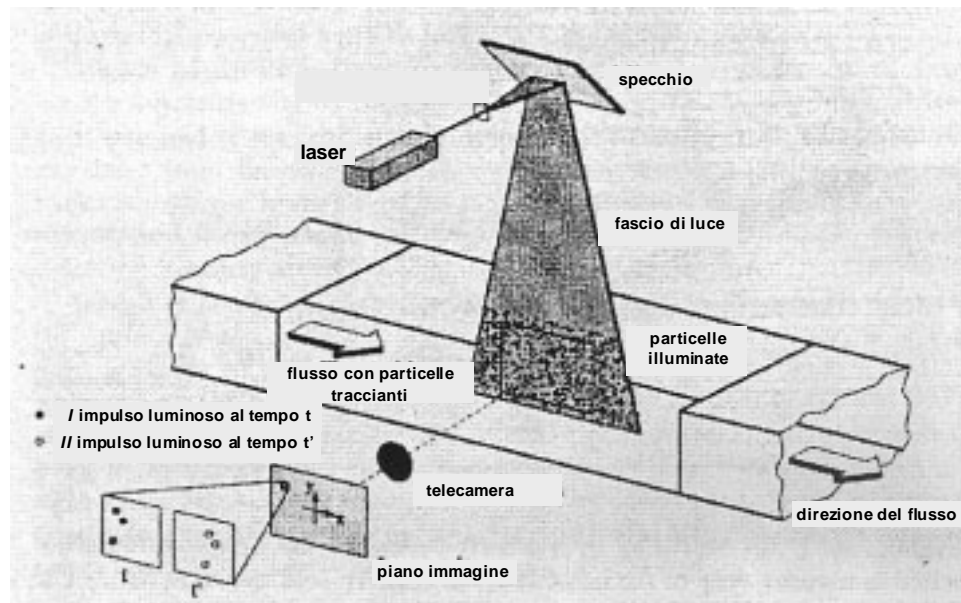


Figura 4.7 - Principio di funzionamento del sistema PIV (da Eckart et al.).

Successivamente, la carica del singolo pixel viene trasformata in tensione, ed ad ogni valore di tensione viene assegnato un colore secondo una scala di grigi. L'insieme delle informazioni raccolte tramite pixel va a costituire l'immagine acquisita, e la funzione che rappresenta il passaggio dall'oggetto reale alla sua rappresentazione nel piano immagine (fig. 4.8) è definita come:

$$I(x, \Gamma) = \sum_{i=1}^N V_0(X_i) \tau(x - x_i) \quad (4.1)$$

$$I'(x, \Gamma + D) = \sum_{j=1}^N V_0'(X_j + D) \tau(x - x_j - d) \quad (4.2)$$

dove la funzione $I(x, \Gamma)$ è l'immagine al tempo t e $I'(x, \Gamma)$ quella al tempo $t + \Delta t$, $\Gamma = (X_1, X_2, \dots, X_n)$ denota la posizione delle particelle nello spazio fisico, x la posizione nel piano dell'immagine, D lo spostamento nello spazio fisico, d quello nel piano dell'immagine, V_0 la funzione di trasferimento e τ la funzione di diffusione della lente.

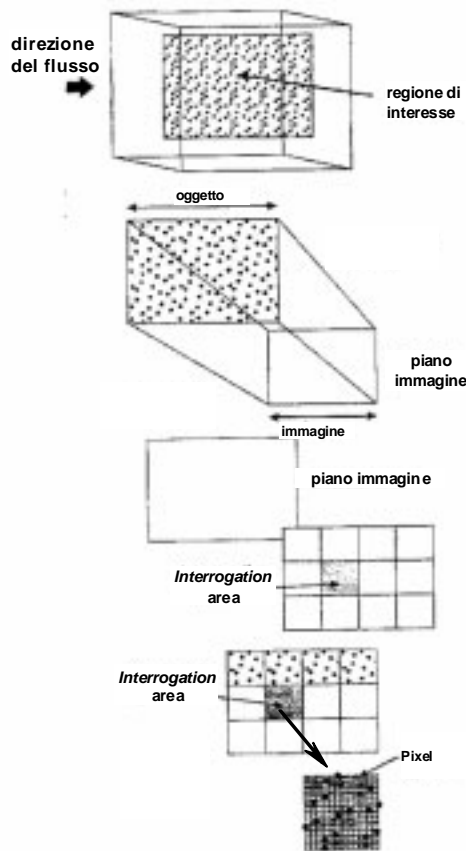


Figura 4.8 – Acquisizione dell'oggetto reale nel piano immagine.

Le immagini in sequenza così ottenute vengono confrontate per determinare lo spostamento della generica particella. Giacché in genere in ciascun fotogramma compare un gran numero di particelle caratterizzate spesso dallo stesso colore, non è semplice individuare quali siano le posizioni occupate da una stessa particella in due fotogrammi successivi. Questo problema viene risolto matematicamente costruendo tra tali immagini una funzione statistica detta di cross-correlazione.

Date due nubi di particelle, la funzione di cross-correlazione consente di stabilire, quale sia la funzione spostamento che con maggiore probabilità consenta di interpretare le posizioni assunte successivamente dai punti sotto osservazione. L'ipotesi fondamentale alla base di questo procedimento è che le particelle costituenti la nube compiano tutte uno spostamento di uguale direzione, modulo e verso (spostamento rigido). Per questo motivo i due fotogrammi vengono divisi in una

serie di aree (*interrogation area*) relativamente piccole, generalmente costituite da 8x8 fino a 64x64 pixel per lato, così da poter considerare costanti, all'interno di esse, gli spostamenti. A ciascuna delle *interrogation area* viene applicato l'operatore di cross-correlazione. L'insieme di tutti gli spostamenti delle *interrogation area* fornisce una mappa degli spostamenti istantanei dei gruppi di particelle presenti nell'intero campo di osservazione.

L'esempio illustrato in figura 4.9 aiuta a chiarire il concetto di cross-correlazione. Nella *interrogation area* I riferita al tempo t sono presenti tre particelle le cui posizioni sono indicate con x_1 , x_2 e x_3 . Nell'istante di tempo successivo $t+\Delta t$ le particelle cambiano la loro posizione, portandosi nei punti indicati come x'_1 , x'_2 e x'_3 . Nel passaggio è possibile notare che una delle particelle è uscita dal campo della *interrogation area* e dunque è "andata perduta". La funzione di cross-correlazione, indicata con $R_{II'}$, viene determinata considerando tutti i possibili spostamenti che le particelle possono aver compiuto senza alcun riguardo a quale sia il reale percorso. Così, ad esempio, per la particella x_1 vengono individuati i possibili spostamenti x'_3-x_1 e x'_1-x_1 , e così per le altre particelle presenti nelle *interrogation area*. Dei sei possibili spostamenti quattro assumono valori differenti e solo due ($x'_1-x_1=x'_3-x_3=d$) presentano lo stesso valore. Allora lo spostamento d è quello più probabile e viene assunto come valore rappresentativo dell'intera *interrogation area*.

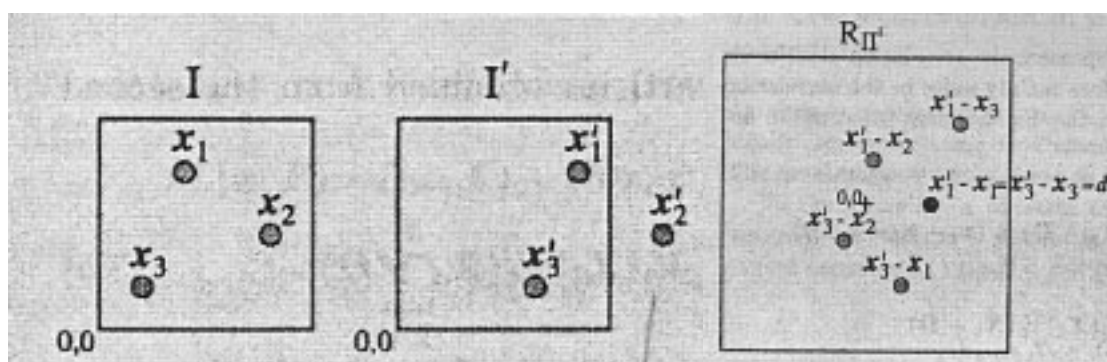


Figura 4.9 - Esempio di cross-correlazione (da Eckart et al.)

La funzione di cross-correlazione $R_{II'}(s, \Gamma, D)$ è definita attraverso l'equazione:

$$R_{II'}(s, \Gamma, D) = \frac{1}{\alpha_I} \int_{\alpha_I} I(x, \Gamma) I'(x + s, \Gamma + D) dx = \frac{1}{\alpha_I} \sum_{i,j} V_0(X_i) V_0'(X_j + D) \int_{\alpha_I} \tau(x - x_i) \tau(x - x_j + s - d) dx \quad (4.3)$$

dove α_I rappresenta la *interrogation area* ed s il generico vettore spostamento nel piano di correlazione che rappresenta anche l'unica variabile indipendente presente nella espressione (4.3). La funzione di cross-correlazione $R_{II'}$ viene così ad essere rappresentata da una superficie nello spazio tridimensionale (R, s_x, s_y) che presenta degli estremi relativi che corrispondono a spostamenti per cui un certo numero di particelle va a coincidere con quelle di altre particelle. Il massimo assoluto (picco) di tale funzione, la cui localizzazione nel piano di correlazione indica l'effettivo spostamento medio delle particelle, viene detto “vera correlazione” (fig. 4.10). Al fine di distinguere la “vera correlazione” dalle “correlazioni casuali” (massimi relativi), generalmente la funzione $R_{II'}$ viene decomposta in tre parti:

$$R_{II'}(s, \Gamma, D) = R_C(s, \Gamma, D) + R_F(s, \Gamma, D) + R_D(s, \Gamma, D) \quad (4.4)$$

Nella (4.4) R_C rappresenta la funzione rappresentativa delle correlazioni casuali (termini $i \neq j$), R_F rappresenta il rumore di fondo, R_D la funzione di vera correlazione (termini $i = j$). In definitiva i termini R_C ed R_F costituiscono gli errori da eliminare (fig. 4.10).

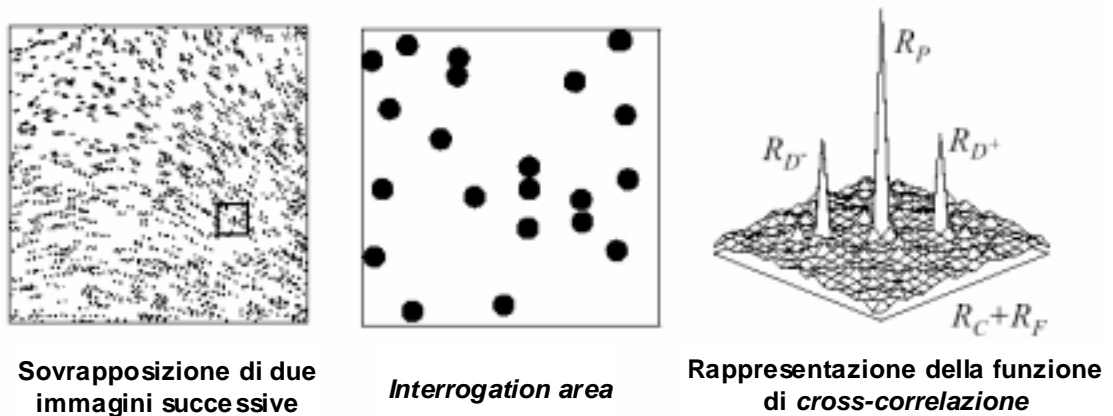


Figura 4.10 – Rappresentazione della funzione di cross-correlazione.

Le principali sorgenti di errore, riferibili anche al sistema nelle sue applicazioni per lo studio del campo di moto di miscugli granulari, sono costituite da:

- inappropriate qualità ottiche del materiale sotto osservazione;
- imperfetta illuminazione;
- elevati gradienti degli spostamenti in corrispondenza dei bordi del modello;
- assenza di ortogonalità tra il piano di osservazione e l'asse ottico della camera.

In particolare, il primo di tali sorgenti di errore si ritrova nell'applicazione del PIV a sistemi granulari atteso che per proprietà ottiche del materiale si intende la capacità del sistema particellare di essere riconosciuto come tale dalla telecamera utilizzata. Il riconoscimento della singola particella può essere reso possibile utilizzando, così come fatto nelle applicazioni classiche, particelle traccianti riconoscibili per la differente luminosità, oppure, come nel caso della applicazione corrente, utilizzando telecamere con risoluzione maggiore.

Al riguardo della seconda sorgente d'errore occorre dire che i maggiori errori derivano non tanto dalla disuniformità dell'intensità luminosa sulla superficie investita quanto, invece, dalla sua variazione temporale (utilizzo di flash). Infatti, una variazione dell'intensità di luce, tra due istanti di tempo successivi, comporta una variazione della tonalità di grigio nella restituzione dell'immagine digitale che quindi viene interpretata dalla funzione di cross-correlazione come uno spostamento. L'utilizzo di una luce continua e diffusa permette di minimizzare questo tipo di errore.

Gli errori derivanti dalle ultime due fonti possono essere trascurati poiché il primo inficia le misure di spostamento solo in zone localizzate in corrispondenza di bordi fissi ed il secondo può essere minimizzato regolando opportunamente l'inclinazione della telecamera.

Recentemente le tecniche di fotogrammetria digitale sono state applicate nella valutazione dei campi di spostamento, velocità e deformazione di miscugli granulari secchi. L'utilizzo di tale tecnica in un settore diverso da quello della fluidodinamica ha richiesto la sua convalida mediante esperimenti su modelli in scala ridotta. La messa a punto e la verifica di un sistema tipo PIV per lo studio di flussi di

sabbie asciutte in canale è stata effettuata da Eckart et al. (2002) cui si rimanda per maggiori dettagli.

Differenza fondamentale di un tale tipo di applicazione rispetto alle classiche applicazioni con fluidi trasparenti, è che nelle applicazioni a miscugli granulari, la ricostruzione del campo di moto può essere effettuata solo sui contorni del volume sotto osservazione dal momento che si lavora con particelle non trasparenti.

Utilizzazione del sistema PIV per lo studio dell'innescò di colate di fango

L'applicazione innovativa della tecnica di fotogrammetria digitale allo studio del comportamento di miscugli acqua-terreno ha richiesto l'approntamento di una apparecchiatura specifica e la risoluzione di numerosi problemi legati alla peculiarità della sperimentazione, che è condizionata dalla scala cromatica delle particelle che varia nel corso della prova, dalla presenza di acqua nebulizzata per la simulazione della pioggia al di sopra del piano messo a fuoco dalle telecamere e dalle velocità in gioco che variano in un campo molto ampio (dell'ordine del mm/s nella fase di pre-rottura ai dm/s nella fase post-rottura).

La scelta delle telecamere è stata improntata alla necessità di conciliare l'esigenza di ottenere un campo visivo abbastanza ampio (50x100cm) con quella di avere una risoluzione tale da consentire di individuare in particelle di dimensione millimetriche target nitidi per la ricostruzione del campo di moto. La scelta dell'intervallo di tempo intercorrente tra due scatti successivi è dettata dal campo di variazione della velocità: nell'applicazione corrente, caratterizzata da velocità variabili tra decimi di millimetri al secondo ai decimetri al secondo, è stato assunto pari a circa 2 decimi di secondo, anche se tempi maggiori possono essere impostati. In realtà, l'intervallo temporale tra le immagini registrate è dettato dal valore più grande tra il tempo intercorrente tra l'acquisizione di due immagini successive della telecamera (parametro dipendente solo dalle caratteristiche della telecamera utilizzata) ed il tempo di scrittura su disco dei file d'immagine (dipendente dalla velocità del sistema hardware, dalle dimensioni dei file da registrare e dal numero di telecamere in funzione). Nell'applicazione in esame è il tempo di scrittura su disco a condizionare l'intervallo temporale tra due immagini successive; per renderlo il minore possibile i file vengono memorizzati come file compressi.

Per l'utilizzo del sistema descritto, di fondamentale importanza è anche l'architettura del software per la gestione delle telecamere. È possibile impostare una "soglia di rumore", intesa come spostamento minimo delle particelle di terreno, al di sotto della quale le immagini non vengono memorizzate. Per valutare la soglia di attivazione delle telecamere è possibile utilizzare un apposito programma software *Control Noise* in grado di valutare il "rumore" relativo all'ambiente di lavoro, oppure è l'utente a fissare tale valore sulla base dell'esperienza acquisita. La considerazione che nella fase di saturazione del deposito (di durata anche superiore ai 30 minuti) i movimenti della superficie del terreno sono lenti e le immagini digitali vengono memorizzate in file di notevoli dimensioni, ha condotto all'inserimento nel programma di gestione di un controllo *wait*, che impedisse la saturazione dello spazio dell'unità rigida dove vengono archiviate le immagini. Tale controllo abilita la memorizzazione delle immagini solo dopo che è trascorso l'intervallo di tempo impostato dall'utente. Occorre però precisare che, se il sistema riscontra uno spostamento della superficie del terreno superiore alla soglia di rumore introdotta, la memorizzazione delle immagini viene immediatamente avviata, indipendentemente dal parametro presente nel controllo *wait*.

Va infine osservato che il sistema è stato progettato in modo da cogliere particelle in movimento con velocità massime dell'ordine di 5cm/s, per cui nella fase evolutiva del fenomeno, laddove questi valori della velocità vengono abbondantemente superati non è più possibile eseguire una ricostruzione del campo di velocità, tanto più che in tale fase il materiale diventa un fango, per cui le particelle solide, che funzionano da target, non sono più distinguibili.

4.2 - CALIBRAZIONE DEL MODELLO

Prima di avviare la fase sperimentale della ricerca è stato necessario provvedere alla calibrazione del modello. Si sono verificati i singoli componenti della strumentazione e si è effettuata la taratura dei sensori prima di effettuare la calibrazione del modello strumentato.

Minitensiometri ad acquisizione automatica

I tensiometri sono stati assemblati e riempiti con acqua deareata. Successivamente si è provveduto allo spurgo dei dispositivi e li si è lasciati per 24 ore con la punta immersa in acqua (sempre deareata e distillata) in ambiente a temperatura controllata per consentire il raggiungimento delle condizioni d'equilibrio. Gli strumenti sono stati tarati tenendo le punte immerse sotto un battente d'acqua costante (pari a 10cm) e posizionando il corpo del tensiometro ed il dispositivo di lettura ad un'altezza nota al di sopra della punta in modo da creare una depressione pari all'altezza della colonna d'acqua in testa alla punta. Facendo variare la distanza tra punto di misura (piastra porosa) e dispositivo di misura (trasduttore di pressione), si sono indotti differenti valori di suzione che sono stati registrati ad intervalli di 1 secondo. La correlazione tra valori registrati e suzione ha fornito, per ciascuno strumento, lo zero e la costante di taratura. I risultati di alcune prove sono riportate in figura 4.11. Ad ogni gradino corrisponde una misura in mA. I tratti inclinati indicano le fasi nelle quali viene variata la suzione, da cui è possibile dedurre il tempo di risposta degli strumenti. In particolare, l'ingrandimento a destra in figura 4.11 mostra che gli strumenti adoperati hanno un tempo di risposta di circa 50 secondi. Nelle condizioni ambientali in cui si è effettuata la taratura ($t = 21^{\circ}\text{C}$) la precisione di ogni minitensiometro è dell'ordine di 0.1kPa.

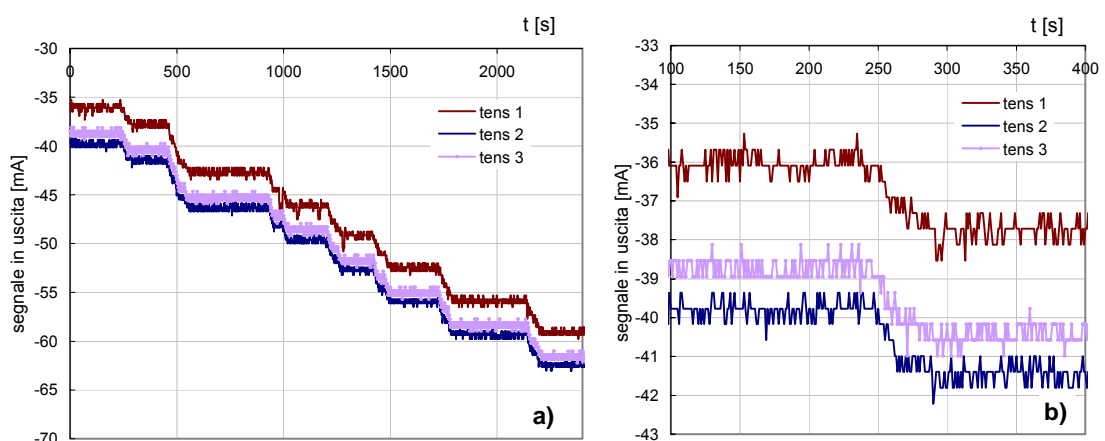


Figura 4.11 –a) taratura dei minitensiometri e tempi di risposta; b) ingrandimento della fig. a).

Dopo ogni prova gli strumenti vengono mantenuti e tenuti in acqua fino all'utilizzo successivo. Al momento del loro utilizzo, la punta viene infissa nel terreno alla profondità desiderata fissando il trasduttore alla struttura di sostegno del canale alla stessa quota della punta, in modo da evitare di depurare le misure della differenza di quota tra dispositivo di misura e di lettura.

Trasduttori laser di spostamento

La linearità del segnale in uscita di questi strumenti ha consentito di effettuare la taratura con una procedura semplice di misura in parallelo con uno strumento di precisione già tarato in precedenza. A tal fine è stato utilizzato un trasduttore di spostamento tipo LVDT. I due trasduttori sono stati fissati in maniera solidale ad una traversina metallica regolabile in altezza tramite una vite, e posta in contrasto con un disco rigido che ha funto anche da target per il trasduttore laser. Facendo variare la distanza dei trasduttori dal piano si sono registrati i valori forniti in output, e si è ricavata la costante di linearità dei trasduttori. Il sistema adoperato consente di variare la distanza dei trasduttori dal piano di misura anche di pochi millimetri alla volta, così da calibrare gli strumenti in un campo di variazione molto ristretto. Un esempio di correlazione tra misure e segnali d'uscita di due trasduttori laser è riportato in figura 4.12.

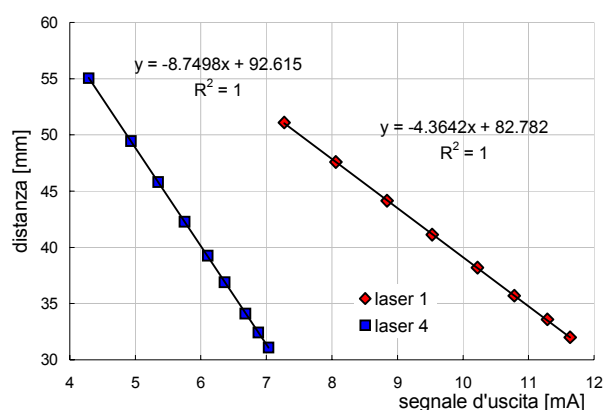


Figura 4.12 - Taratura trasduttori laser di spostamento.

Non è stato necessario indicare uno zero, dal momento che nelle misure interessano i valori relativi degli spostamenti e non quelli assoluti. Nel modello gli

strumenti vengono disposti al disopra del terreno mediante aste di sostegno solidali alla struttura del canale ad una distanza da esso variabile dai 3cm ai 7cm. L'alimentazione ha inizio circa 30 minuti prima dell'inizio della prova per ottenere una distribuzione di temperatura uniforme all'interno del sensore evitando errori di misura. I sensori vengono protetti dalla pioggia mediante un rivestimento in materiale plastico.

Trasduttori di pressione neutra miniaturizzati PDCR81

In questo caso, i sei trasduttori sono stati disposti in parallelo e collegati, tramite un sistema a tenuta, ad un circuito idraulico appositamente realizzato in grado di applicare sui trasduttori una colonna d'acqua nota tramite una buretta graduata (fig. 4.13). Per la taratura gli strumenti sono stati fissati ad una struttura metallica e le celle di carico sono state allineate alla stessa quota, di modo da ottenere lo stesso carico idraulico per tutti i dispositivi. Il circuito è stato riempito con acqua deareata per evitare errori connessi alla presenza di bolle d'aria.

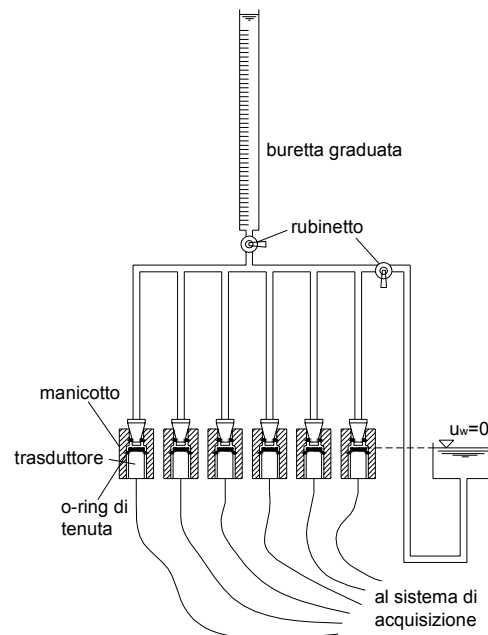


Figura 4.13 - Sistema per la taratura dei trasduttori di pressione neutra.

Tutto il sistema è stato lasciato in carico per alcuni giorni, in ambiente a temperatura ed umidità controllate, per evitare derive degli strumenti ed eliminare

l'aria rimasta eventualmente intrappolata nel circuito. La risposta degli strumenti durante questa fase è riportata in figura 4.14 dove si può notare la costanza dei segnali in uscita che non subiscono oscillazioni rilevanti. Unica eccezione si rileva durante la prima ora quando i dispositivi, appena alimentati, risentono degli effetti termici legati al riscaldamento dei circuiti.

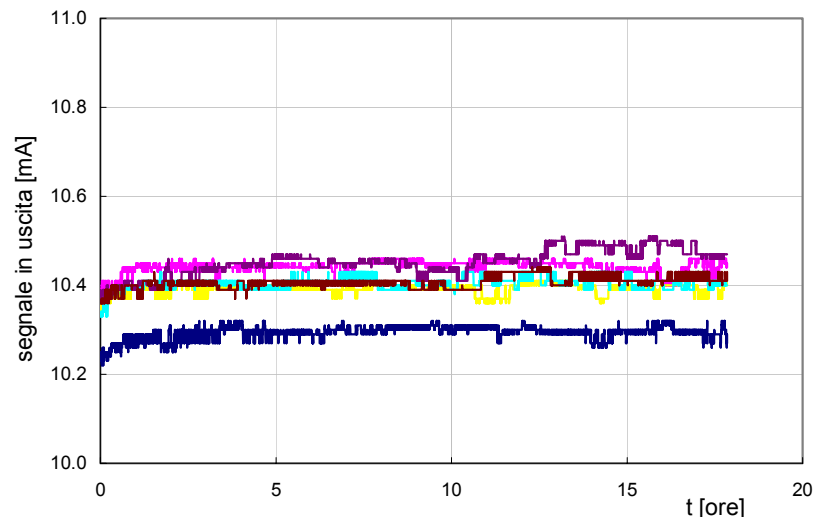


Figura 4.14 - Risposta dei trasduttori ad un carico costante nel tempo.

Per la taratura dei trasduttori è stata fatta variare l'altezza della colonna d'acqua. In questa fase è stato possibile controllare la suscettibilità dei trasduttori a variazioni anche di pochi mm in colonna d'acqua, corrispondenti ad una risoluzione del centesimo di kPa.

Anche tali trasduttori vengono posti in carico ed alimentati alcune ore prima dell'utilizzo.

Trasduttori di pressione neutra PCB

I trasduttori PCB sono stati tarati con un sistema analogo a quello usato per la calibrazione dei trasduttori miniaturizzati. Una prima verifica è stata effettuata lasciando i trasduttori in carico, sotto un'altezza d'acqua costante e nota, per 64 ore. In figura 4.15 è riportata la risposta di due sensori. In figura 4.15a si può notare come, ad una fase iniziale della durata di circa 2h in cui vi è un'oscillazione attesa dei valori registrati e dovuta essenzialmente ad effetti termici, è seguita una fase in

cui i segnali hanno subito comunque grosse oscillazioni che non hanno consentito di effettuare la calibrazione dei dispositivi. Analoga risposta hanno dato tutti gli altri quattro strumenti. Per verificare se tale oscillazione fosse causata da perturbazioni esterne, quali variazioni di temperatura o di pressione, si è provveduto a trasferire tutto il sistema in ambiente ad umidità e temperatura controllate in una zona resa inaccessibile per tutto il periodo della prova. Nonostante ciò, come evidenziato in figura 4.15b, gli strumenti non hanno fornito una risposta soddisfacente ed hanno anzi mostrato una chiara deriva nel tempo.

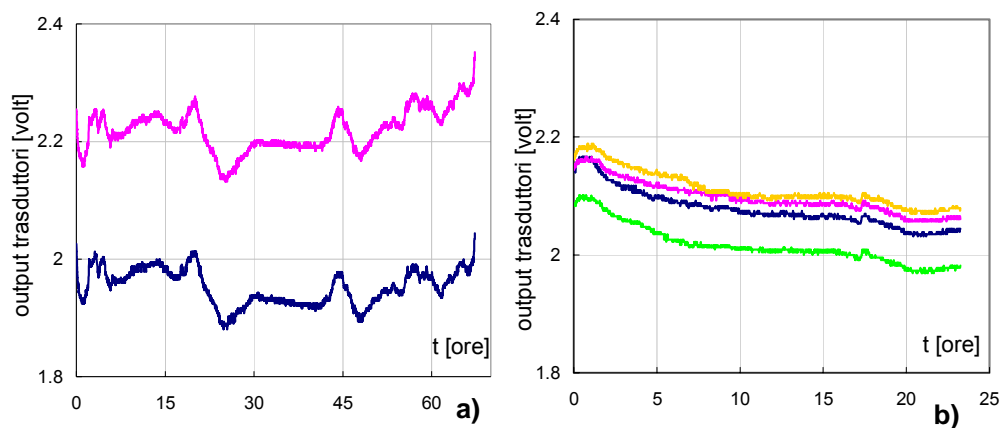


Figura 4.15 – Risposta dei trasduttori PCB: a) in ambiente non controllato; b) in ambiente a temperatura ed umidità controllate.

In ogni caso, tenuto conto che tali sensori risultano comunque sensibili a variazioni di pressione dell'ordine del decimo di kPa rispondendo in maniera pressoché istantanea, una loro taratura è stata comunque effettuata per utilizzarli in alcune prove nei limiti della loro affidabilità e come strumenti di confronto con gli altri.

Taratura del sistema di pioggia artificiale

La taratura del sistema di pioggia è stata finalizzata alla verifica dell'uniformità della stessa e all'individuazione delle pressioni da applicare all'acqua per ottenere prefissate intensità di pioggia. A tal fine sul fondo del canale sono stati disposti dei recipienti di eguale capacità e forma posti ad interasse costante. Le prove di calibrazione sono consistite nella misura della quantità d'acqua raccolta in ciascuno

dei recipienti in un determinato intervallo di tempo tenendo il canale inclinato alla pendenza prefissata di 40° . Il sistema è stato così tarato regolando di volta in volta la posizione e l'inclinazione dei nebulizzatori. Una volta raggiunto un buon grado di uniformità la pressione dell'acqua è stata correlata con l'intensità di pioggia.



Foto 4.14 - Taratura del sistema di pioggia.

In tabella 4.1 vengono riportati i valori di pressione dell'acqua, la portata erogata dal singolo atomizzatore a tale pressione e le corrispondenti intensità di pioggia ottenute utilizzando un sistema composto di 24 atomizzatori (foto 4.14).

Tabella 4.1 –Corrispondenza tra valori di pressione dell'acqua e intensità di pioggia.

pressione acqua [bar]	portata erogata dal nebulizzatore [l/h]	intensità di pioggia riprodotta [mm/h]
4	3.4	45
7	3.9	60
10	4.3	70
12	4.8	80
15	5.3	-

Taratura del sistema di telecamere

Predisposto il sistema, una prima verifica è consistita nell'esecuzione di una serie di prove in assenza di pioggia. In tali esperimenti sul fondo del canale è stato

disposto un sottile strato di terreno piroclastico umido e la ripresa è stata effettuata facendo spostare le telecamere superiori a velocità nota, mantenendo fermo il terreno. Il risultato di tale verifica è mostrato in figura 4.16 dove sono riportate due immagini consecutive relative all'area di osservazione (*interrogation area*) e la relativa ricostruzione del campo di moto. Anche ad occhio nudo è possibile rilevare lo spostamento della particella di terreno di maggiori dimensioni (fig. 4.16a). Nel piano di correlazione (fig. 4.16b), dove sono sovrapposte le due immagini, la freccia gialla indica il vettore velocità della particella più grande e mostra l'accordo qualitativo tra lo spostamento reale e quello restituito tramite la tecnica di cross-correlazione. Confrontando il valore medio della velocità restituito dalle elaborazioni con la velocità delle telecamere si è verificata la corretta ricostruzione del campo di moto.

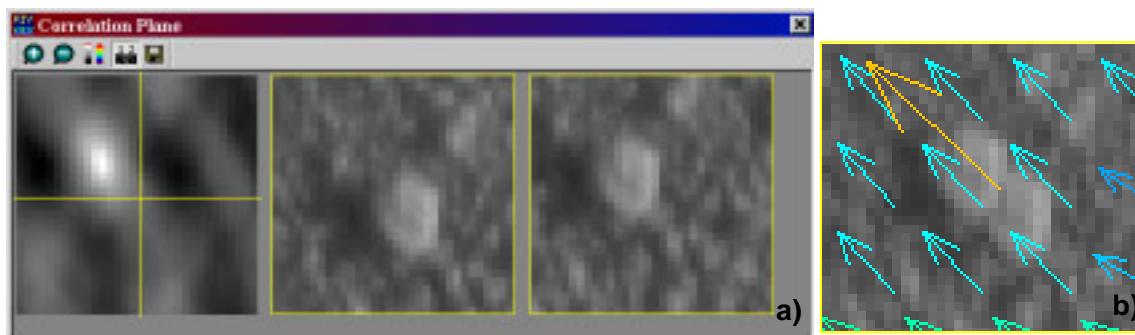


Figura 4.16 – Esempio di cross-correlazione effettuata sulle ceneri vulcaniche oggetto della sperimentazione: a) due immagini consecutive; b) immagini sovrapposte e ricostruzione del campo di moto.

Durante l'esecuzione di una prova con pioggia in canaletta si sono effettuati ulteriori test. In particolare, si è osservato che l'utilizzo di un sistema di illuminazione a luce bianca costante, proiettata a partire dalla quota delle telecamere superiori, non consente una ricostruzione veritiera del campo di moto. Infatti, le particelle d'acqua nebulizzata riflettono parte del fascio luminoso, impedendo la corretta illuminazione della superficie del deposito. In questo modo, viene colto il movimento della nube d'acqua anziché quello del terreno, così come evidenziato in fi-

gura 4.17, dove i vettori velocità restituiti dall'elaborazione hanno direzione e verso del tutto casuali quando ancora il deposito di terreno è praticamente fermo.

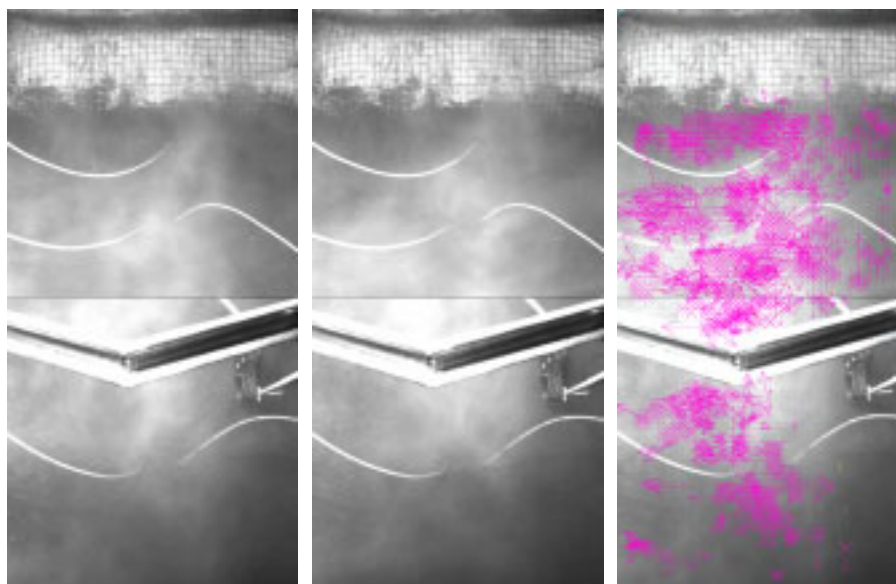


Figura 4.17 – Due immagini consecutive effettuate con luce dall'alto e, a destra, ricostruzione del campo di moto.

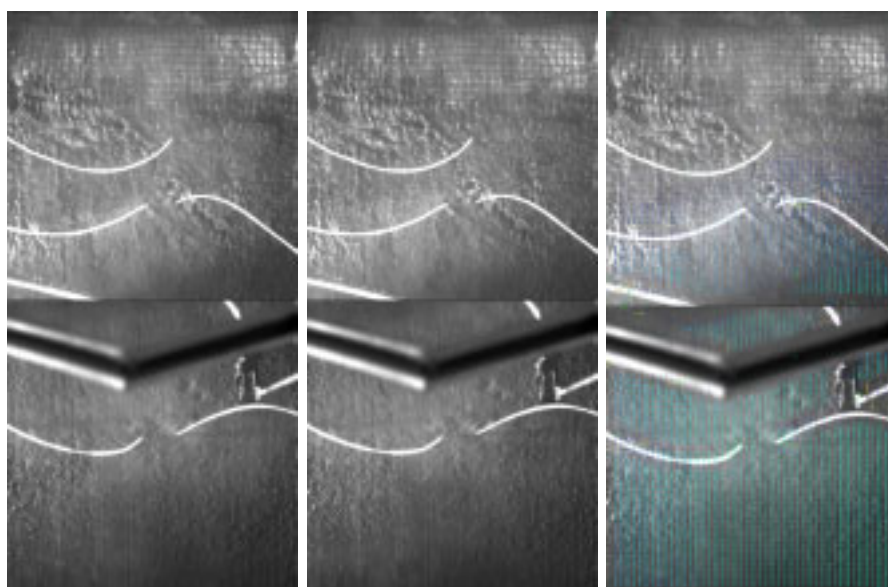


Figura 4.18 – Ricostruzione del campo di moto a partire dalle due immagini di sinistra con il nuovo sistema di illuminazione.

Al fine di risolvere questo tipo di inconveniente si è utilizzato un sistema di illuminazione in cui una luce gialla viene proiettata da punti disposti lateralmente al canale, all'altezza della superficie del pendio modello. La ricostruzione del campo di moto relativa a due immagini successive ottenute nel corso di una prova eseguita utilizzando il nuovo sistema di illuminazione viene mostrata in figura 4.18: il campo di spostamento ottenuto è risultato qualitativamente e quantitativamente coerente con l'osservazione e con le stime effettuate.

4.3 - SPERIMENTAZIONE

Il programma sperimentale aveva la finalità di riprodurre in scala ridotta l'innescò delle colate di fango a causa della pioggia, di individuare i meccanismi che regolano la formazione delle colate ed i principali fattori che controllano tali fenomeni. A tal fine sono state utilizzate le cineriti costituenti lo strato B della copertura sciolta del versante di Cervinara, già descritto in altro capitolo, opportunamente ricostituite. Tutte le prove sono state eseguite imponendo una pendenza di 40° , pari a quella in sito. Buona parte delle esperienze è stata fatta su terreni ricostituiti ad una porosità intorno al 70%, valore di porosità naturale. Altre prove sono state eseguite adottando valori minori di porosità iniziale al fine di valutare gli effetti di questa sui meccanismi di frana.

La sperimentazione è stata via via modificata sia per quanto riguarda le modalità di esecuzione delle prove che la quantità e il tipo di strumenti di misura. Per tale motivo è stata suddivisa in tre categorie:

- prove di tipo A, eseguite in assenza di pioggia, volte ad individuare la tecnica ottimale di ricostituzione del terreno;
- prove di tipo B, con pioggia, in cui la strumentazione è consistita in trasduttori laser di spostamento e minitensiometri;
- prove di tipo C, con pioggia, eseguite con strumentazione costituita da trasduttori di spostamento, minitensiometri, trasduttori di pressioni neutre e, in un caso (prova C5), sistema di telecamere digitali.

Le caratteristiche fisiche e meccaniche del materiale sono state già descritte nel paragrafo 3.3. In figura 4.19 sono mostrate le curve granulometriche del terre-

no utilizzato nel corso della sperimentazione: esso è stato prelevato da un medesima trincea, realizzata in prossimità del bordo frana, e ciò è reso evidente dalla pressoché totale coincidenza delle curve di distribuzione granulometrica (indicate con prove A, B e C in fig. 4.19). Si tratta di una sabbia limosa (nel caso delle prove B debolmente ghiaiosa) con diametro massimo di 5mm, percentuale di fino non plastico compresa tra il 12% ed il 19%, coefficiente di uniformità variabile tra 9.3 e 46.7. Unica eccezione è costituita dal terreno utilizzato per la prova C3, granulometricamente definibile come sabbia debolmente ghiaiosa, che è stato volutamente privato della frazione $<6\mu\text{m}$.

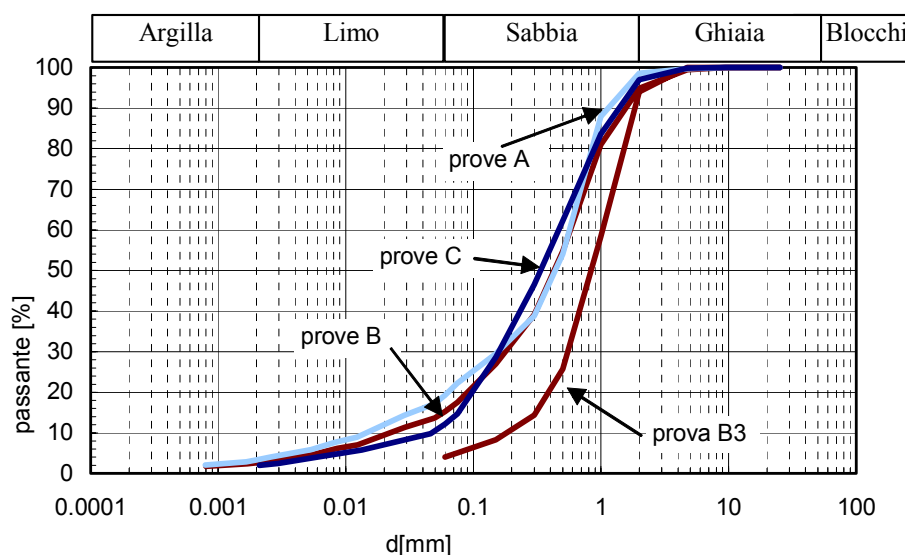


Figura 4.19 - Distribuzione granulometrica dei terreni utilizzati nella sperimentazione.

Per controllare il comportamento del terreno, conviene che la rottura avvenga secondo uno schema semplice come quello di pendio indefinito. A tal fine si è operato sulla geometria del modello caratterizzato da un elevato rapporto tra lunghezza e spessore dello strato, mantenuto pressoché costante in tutte le prove. Quest'ultimo particolare ha però reso necessaria l'installazione di uno zoccolo di sostegno drenante al piede del versante. La presenza dello zoccolo ovviamente impone un meccanismo di rottura leggermente differente dal pendio indefinito, in quanto la superficie di distacco deve portare allo scavalco dell'ostacolo. La

notevole lunghezza del pendio ha comunque consentito di minimizzare gli effetti di bordo.

4.3.1 - PROVE DI TIPO A

La prima serie di prove è stata eseguita con lo scopo di definire la tecnica più adatta di ricostituzione del terreno. Il primo problema era quello di ricostituire il terreno ad una porosità alquanto elevata (70%). Valori così alti della porosità in sito sono dovuti alle modalità di deposizione del terreno, avvenuta per via aerea, in presenza di menischi capillari che hanno limitato l'addensamento del terreno man mano che si sovrapponevano gli strati cineritici superiori. Per riprodurre tale porosità si è cercato, mediante diversi tentativi, un contenuto d'acqua ottimale. La procedura adottata è consistita nell'essiccamento del materiale in stufa e nella successiva aggiunta di un quantitativo d'acqua corrispondente ad un prestabilito valore del contenuto d'acqua. Dopo aver mescolato il materiale ed averlo disposto in un recipiente ermetico per un tempo sufficiente a rendere omogeneo il miscuglio, questo è stato disposto in un contenitore di volume noto senza addensarlo. La verifica sulla porosità raggiunta è stata eseguita controllando il peso del materiale. Si è visto che i valori di porosità ricercati si ottengono per valori del contenuto d'acqua compresi fra il 30 ed il 40%.

Per convalidare la tecnica di ricostituzione del modello, è stata verificata la capacità del materiale di mantenersi stabile su pendenze prossime a quelle presenti in sito. A tal fine sono state eseguite le prove tipo A la cui procedura di esecuzione si differenzia dalle altre prove, perché in esse si è imposto al canale una pendenza variabile in modo da individuare il valore limite in corrispondenza del quale si raggiunge la rottura del pendio. Le caratteristiche fisiche del materiale all'atto della ricostituzione, la suzione misurata in un punto all'interno del deposito prima di inclinare il modello, e la pendenza del deposito all'atto della rottura sono riportate in tabella 4.2 (in essa h è lo spessore del modello).

Nella prima serie di prove (A1, A2, A3, A4, A5), in cui il canale è stato inclinato alcune ore dopo la preparazione del terreno, la rottura si è verificata per pendenze comprese tra 41° e 44° (foto 4.15), valori di poco superiori all'angolo d'attrito di ba-

se del materiale (38°), quando i due tensiometri leggevano valori di suzione dell'ordine dei $15\div 20\text{kPa}$.

Tabella 4.2 - Caratteristiche iniziali del deposito.

Prova	h [m]	w	n [%]	Sr [%]	Uw-Ua [kPa]	β [°]
A1	0.08	39.6	77.6	29.6	14	42
A2	0.08	36	73.0	34.5	15	44
A3	0.07	34	73.5	31.7	18	41
A4	0.08	29	70.0	32.4	19	42
A5	0.08	27	72.6	26.5	19	41
A6	0.08	26.4	60.0	45.8	54	>65(*)
A7	0.08	29.8	70.7	32.0	44	>65(*)

(*) non si è raggiunta la rottura

Questi primi risultati sono in netto contrasto con le evidenze sperimentali. Infatti, le prove di laboratorio eseguite su provini indisturbati soggetti a suzione controllata, hanno mostrato che l'intercetta di coesione corrispondente a tali valori di suzione ($c \cong 6\text{kPa}$) (cfr. par. 3.3) è tale da garantire ampiamente la stabilità di coltri dello spessore anche di qualche metro con pendenze che superano i 60° (Oliveres, 2001).

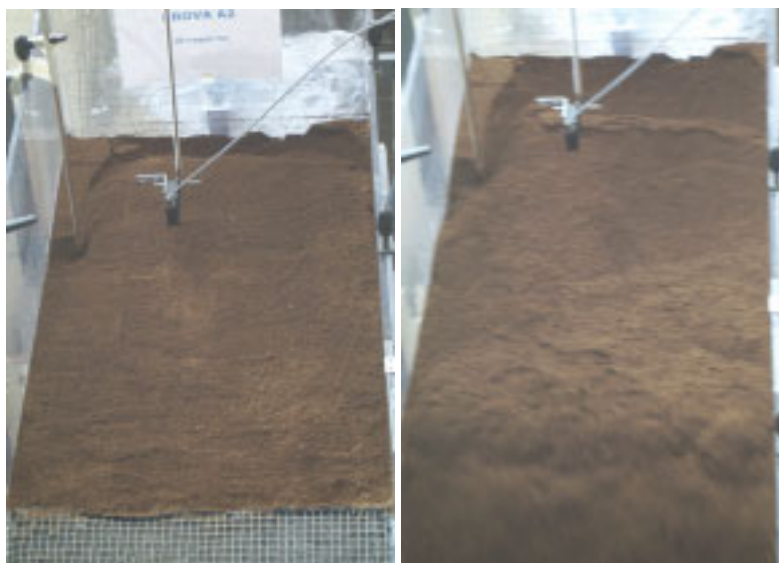


Foto 4.15 - Rottura del pendio nel corso della prova A2.

D'altra parte, come evidenziato in tabella 4.3, nelle condizioni di equilibrio limitate la coesione necessaria a garantire la stabilità dei pendii modello delle prove A1÷A5 assume valori dell'ordine di poche unità di Pascal. L'evidenza sperimentale suggerisce, dunque, che nel corso di tali prove all'acqua di porosità non è stato dato il tempo necessario per raggiungere le condizioni di equilibrio. Probabilmente la suzione letta dagli strumenti è stata influenzata da effetti locali all'interfaccia terreno - piastra porosa.

Tabella 4.3 - Valori di coesione minimi necessari per la stabilità del pendio in scala ridotta.

Prova	γ [kN/m ³]	$z^{(*)}$ [m]	β [°]	σ [kPa]	τ [kPa]	$c_{(u_a-u_w)^{(*)}}$ [kPa]	$u_a-u_w^{(*)}$ [kPa]
A1	8.1	0.05	42	0.22	0.20	0.03	1.09
A2	9.5	0.06	44	0.30	0.29	0.05	1.10
A3	9.2	0.08	41	0.42	0.36	0.04	1.09
A4	10.1	0.03	42	0.17	0.15	0.02	1.08
A5	9.0	0.05	41	0.26	0.22	0.02	1.08
A6	13.2	-	65	0.19 [?]	0.40 [?]	0.26	1.20
A7	9.9	-	65	0.14 [?]	0.30 [?]	0.19	1.16

(*) profondità della superficie di rottura

[?] tensioni mobilitate alla base dello strato (8cm)

(^o) coesione mobilitata a rottura o necessaria per la stabilità (prove A6 e A7)

(⁺) suzione necessaria per la stabilità (ricavata da curva sperimentale)



Foto 4.16 - Inclinazione di 65° del pendio raggiunta nel corso della prova A4.

A conferma di ciò le successive prove A6 e A7 sono state eseguite dopo aver atteso circa 24 ore prima di inclinare il canale. In tale periodo di tempo il canale è stato sigillato per evitare fenomeni di evapo-traspirazione. Il processo di riequilibrio della fase liquida è stato monitorato mediante i tensiometri installati. Si è avuto conferma che solo dopo circa 24 ore il fenomeno di equalizzazione si esaurisce. In effetti nelle prove A6 (foto 4.16) e A7 non è stata raggiunta la rottura nemmeno in corrispondenza di un angolo di inclinazione di 65° ; la suzione misurata dai tensiometri (tab. 4.2) ha assunto valori di $45\div 55\text{kPa}$, molto maggiori di quelli necessari per assicurare la stabilità del pendio (tab. 4.3).

4.3.2 - PROVE TIPO B

Gli esperimenti di tipo B costituiscono una prima serie di prove in cui il pendio è stato portato a rottura attraverso l'infiltrazione meteorica causata dalla pioggia riprodotta in laboratorio. Le modalità di ricostituzione del deposito e di esecuzione della prova, adottate anche nelle successive prove C, sono illustrate schematicamente in figura 4.20.

Il materiale, prelevato in sito ad un contenuto d'acqua di solito maggiore del 40%, viene portato al contenuto d'acqua idoneo mediante un processo naturale di essiccamento al sole. Successivamente, dopo essere stato setacciato in modo da eliminare radici, pomici grossolane ed altre inclusioni, viene posto in contenitori ermetici e continuamente rimescolato. Dopo aver atteso un tempo sufficiente affinché si abbia un'omogeneizzazione del miscuglio, viene misurato il contenuto d'acqua. La procedura viene ripetuta fino a quando non si ottiene il contenuto d'acqua prestabilito.

A tal punto, si effettua la ricostituzione del deposito nel canale (fase 1 in fig. 4.20) che avviene stendendo il materiale per strati di circa 2cm in maniera da evitare la formazione di zone disomogenee e verificando ogni volta il peso di materiale utilizzato per il singolo strato al fine di controllare il valore della porosità ottenuta. Nel caso in cui il prefissato peso di materiale da porre in opera occupi un volume maggiore di quello corrispondente all'assegnata porosità, si effettua una leggera compattazione dello strato. Completata la ricostituzione del terreno si posizio-

nano i tensiometri e si sigilla il canale mediante un telo di plastica per evitare che durante la fase di equalizzazione dei menischi si verifichi un fenomeno di evapotraspirazione che eviterebbe il raggiungimento di una condizione di equilibrio (fase 2 in fig. 4.20). Tutta la fase di equalizzazione della suzione viene monitorata mediante le letture ai tensiometri. Successivamente, durante la fase 3, rimosso il telo e posizionati i trasduttori, si avvia l'acquisizione dei dati e si procede ad inclinare la canaletta fino al raggiungimento di un angolo di 40° . Infine si riproduce la pioggia.

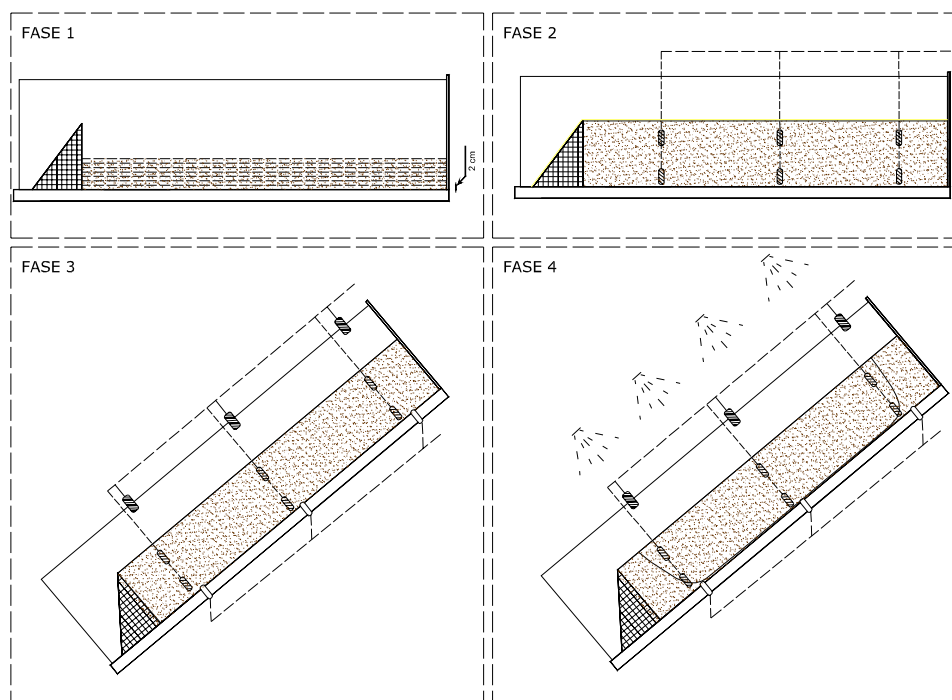


Figura 4.20 - Modalità esecutiva delle prove in canaletta

Il materiale è stato ricostituito a diversi valori di porosità e di contenuto d'acqua come riportato in tabella 4.4 dove, per ogni prova, sono indicati i dati geometrici del modello (angolo di inclinazione α , lunghezza L e spessore del pendio h) e le proprietà di stato iniziali del terreno (contenuto d'acqua w , porosità n , grado di saturazione S_r e suzione iniziale ($u_a - u_w$)) oltre che l'intensità di pioggia riprodotta. Nelle prove B1, B2, B3 e B5 il materiale è stato disposto nel canale in modo da ottenere una porosità pari a quella naturale a differenza delle altre due prove in cui la porosità iniziale del deposito è stata volutamente fissata a valori di circa il 63%. I

valori medi iniziali di suzione sono differenti nelle varie prove poiché il terreno è stato ricostituito a differenti valori di contenuto d'acqua e porosità e variano da un minimo di 20kPa ad un massimo di 70kPa: la sperimentazione effettuata ricopre ampiamente i campi di suzione e contenuto d'acqua del sito. Il sistema di nebulizzazione, in questa fase, è stato tarato per riprodurre una pioggia con intensità dell'ordine dei 20÷40 mm/h.

Tabella 4.4 - Caratteristiche geometriche e proprietà fisiche del pendio nelle prove tipo B.

Prova	α [°]	L [m]	h [m]	w	n [%]	Sr [%]	($u_a - u_w$) [kPa]	i [mm/h]
B0	40	1.0	0.08	0.18	62.6	27.9	70	20
B1	40	1.0	0.08	0.30	70.8	32.0	53	20
B2	40	1.2	0.12	0.25	67.7	31.1	56	40
B3	40	1.2	0.095	0.30	70.0	33.4	32	40
B4	40	1.2	0.10	0.32	63.2	48.4	29	40
B5	40	1.0	0.088	0.35	69.0	40.9	20	40

Tabella 4.5 - Strumentazione predisposta nelle prove tipo B.

Prova	Trasd. spostamento		Tensiometri		
	n°	posizione	n°	prof. punta	posizione
B0	1	centrale	1	8 cm	monte laterale
B1	1	centrale	2	4 cm 8 cm	monte laterale centrale
B2	1	centrale	2	6 cm 12 cm	centrale laterale monte laterale
B3	1	centrale	2	5 cm 9 cm	monte laterale centrale
B4	1	centrale	2	5 cm 10 cm	centrale laterale monte laterale
B5	5	3 zona centrale 2 zona di monte	2	4 cm 8 cm	valle laterale centrale

Le grandezze monitorate, nel corso di questa prima serie di prove, sono state la suzione ed il cedimento del piano campagna, rispettivamente mediante l'ausilio di minitensiometri e di trasduttori laser di spostamento. Nelle prove da B0 a B4 il monitoraggio è stato affidato a due tensiometri, di cui uno posizionato ad una profondità intermedia e l'altro sul fondo dello strato, e ad un solo trasduttore laser di spostamento montato nella parte centrale del modello. Nella prova B5 il numero dei trasduttori di spostamento è stato portato a cinque; per tale motivo essa viene,

nel seguito, commentata a parte. In tabella 4.5 sono indicati, per ogni prova, il tipo e il numero di trasduttori predisposti nonché la loro posizione.

Prove B0, B1, B2, B3, B4

I risultati delle prove B0, B1, B2 e B4, in termini di decorso della suzione e del cedimento a piano campagna, sono riportati in figura 4.21, dove sono stati raggruppati per valori di uguale porosità iniziale ($n \cong 70\%$ in fig. 4.21a e $n \cong 63\%$ in fig. 4.21b).

Il processo d'infiltrazione è avvenuto con modalità identiche nel corso di tutte le prove: il terreno subisce un graduale processo di saturazione con conseguente riduzione della suzione e quindi della resistenza a taglio. L'avanzamento del fronte umido verso il basso è stato segnalato dallo sfasamento temporale tra i tensiometri posti a differente profondità. Infatti, come si nota dalle figure seguenti (fig. 4.21÷4.24), in tutte le prove effettuate, il tensiometro collocato più in superficie ha risposto prima e con variazioni maggiori rispetto a quello ubicato alla base del deposito. Le differenze sono andate attenuandosi in corrispondenza di valori di suzione di poche unità di kPa, ovvero per valori del grado di saturazione prossimi all'unità. A partire da questa condizione, nei depositi di densità iniziale minore, l'ulteriore incremento del grado di saturazione è sembrato avvenire in maniera piuttosto uniforme lungo tutto lo spessore del deposito, come mostrato dalla suzione che ha assunto sostanzialmente gli stessi valori fino al suo annullamento (fig. 4.21a).

Ovviamente la risposta dei tensiometri è funzione anche dell'intensità di pioggia riprodotta. In particolare, confrontando il decorso della suzione durante le prove B1 e B2 (fig. 4.21a) può osservarsi che, a partire da valori iniziali di suzione confrontabili, nel corso della prova B2, in cui l'intensità della pioggia riprodotta è stata di 40mm/h (valore doppio rispetto a quello della prova B1), l'intero processo di saturazione ha richiesto circa 75 minuti rispetto ai 180 della prova B1. Analoghe osservazioni possono farsi al riguardo delle prove B0 ($i=20\text{mm/h}$) e B4 ($i=40\text{mm/h}$).

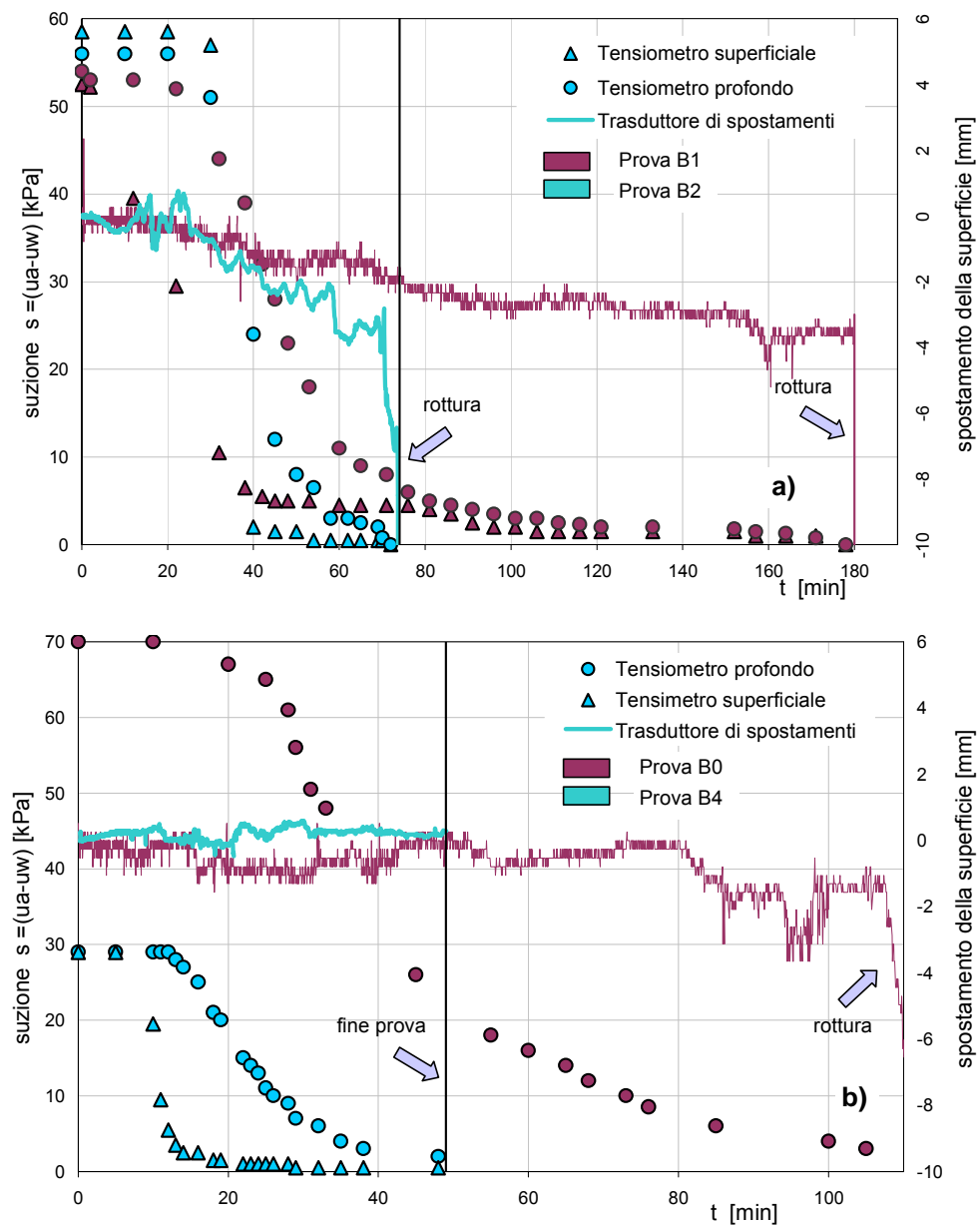


Figura 4.21 - Decorso dei cedimenti del piano campagna e della suzione in depositi con porosità iniziale: a) elevata ($n \approx 70\%$), b) media ($n \approx 63\%$).

È, invece, possibile notare una sostanziale differenza nel comportamento del pendio a seconda della sua porosità iniziale. Esaminando, infatti, lo spostamento verticale, si osserva che, nelle prove eseguite su terreni con porosità elevata (fig. 4.21a), vi è stato, contestualmente alla fase di saturazione, un progressivo cedimento del piano campagna (fino a circa 4mm), causato dal collasso volumetrico del terreno, cui è seguito la rottura del pendio avvenuta pochi minuti dopo

l'annullamento della suzione. È da tener presente che i tempi di risposta dei tensiometri utilizzati sono dell'ordine di grandezza di qualche minuto (cfr. par. 4.2.1): per tale motivo può ritenersi che la rottura sia intervenuta quando il materiale alla base del pendio si è pressoché completamente saturato. La rottura è sopraggiunta in seguito all'approfondimento di lesioni superficiali formatesi alcuni minuti prima del completo distacco del terreno. Nel corso della prova B1 il fenomeno di rottura si è localizzato nella porzione in sinistra della zona di valle del pendio (a causa, probabilmente della imperfetta uniformità della pioggia nel corso di questa prova) ed il cinematismo di rottura, fortemente tridimensionale, è stato del tipo scorrimento rotazionale. Nel caso della prova B2, invece, la rottura ha interessato l'intero spessore del pendio per una lunghezza pari a circa 1m (foto 4.17a), e può dunque ritenersi essere avvenuta secondo lo schema di pendio indefinito. In entrambi i casi la successiva evoluzione del fenomeno è stata del tipo colata. Il corpo in frana è apparso, fin dai primi istanti della rottura, destrutturato ed ha raggiunto velocità dell'ordine dei 15cm/s nell'arco di 5s. La massa fangosa ha percorso l'intera lunghezza del canale debordando alla sua estremità e trasportando nuclei di terreno che conservavano uno scheletro solido (foto 4.17b).

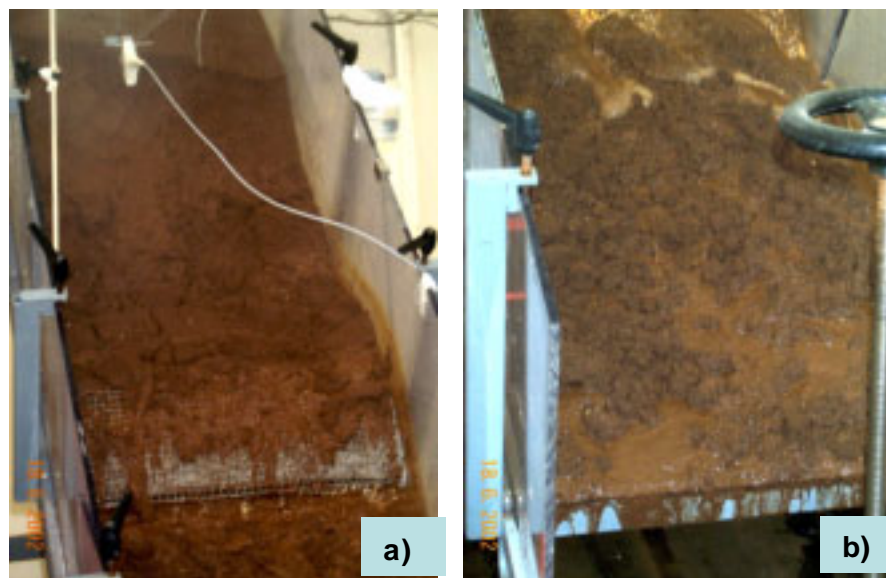


Foto 4.17 - Prova B2: a) pochi istanti dopo la rottura; b) aspetto del terreno durante il transito nella parte finale del canale.

In contrasto con tale comportamento, i terreni ricostituiti a porosità inferiori (prove B0 e B4), durante la fase di saturazione, non hanno manifestato significative deformazioni volumetriche, così come testimoniato dai modesti valori del cedimento registrati al piano campagna (fig. 4.21b). In questo caso la rottura ha coinvolto solo gli strati superficiali del pendio ($2\div 4\text{cm}$) ed è stata di tipo scorrimento multiplo (foto 4.18b) contraddistinto da movimenti lenti. Nel corso della prova B0 la massa in frana si è arrestata sul dreno dopo aver percorso pochi centimetri (foto 4.18a). Solo con il proseguimento della pioggia ed il sopraggiungere di un nuovo corpo di frana, la massa di terreno arrestatasi è stata scalzata e, successivamente, trasportata a valle dall'acqua di ruscellamento. Il diverso cinematismo di rottura rispetto al caso precedente è evidenziato in foto 4.18.

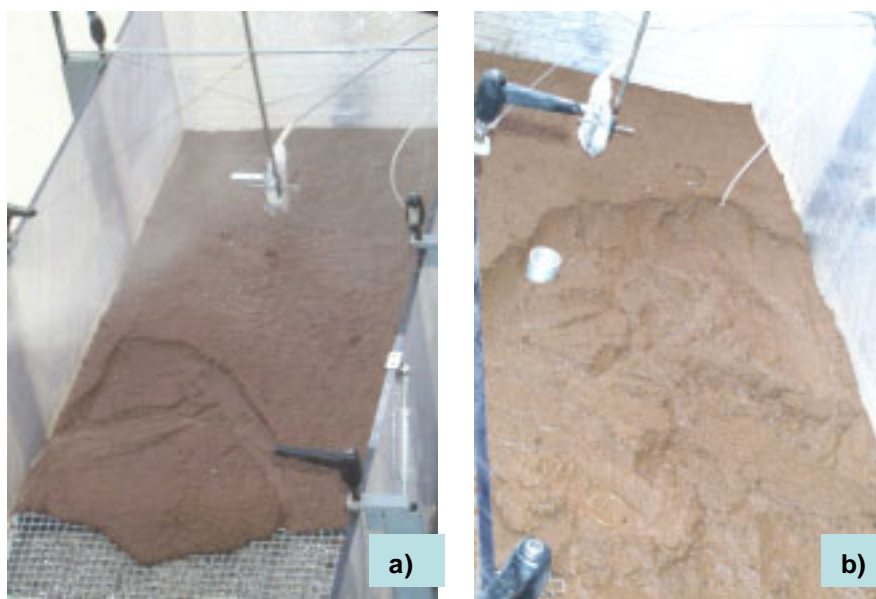


Foto 4.18 - Rottura del pendio durante la prova B0: a) primo distacco; b) geometria finale del pendio.

La prova B3 si differenzia dalle altre in quanto il materiale, posto in opera alla porosità naturale (70%), presenta un contenuto di fine pressoché nullo (fig. 4.18). L'intensità di pioggia riprodotta è stata di 40mm/h .

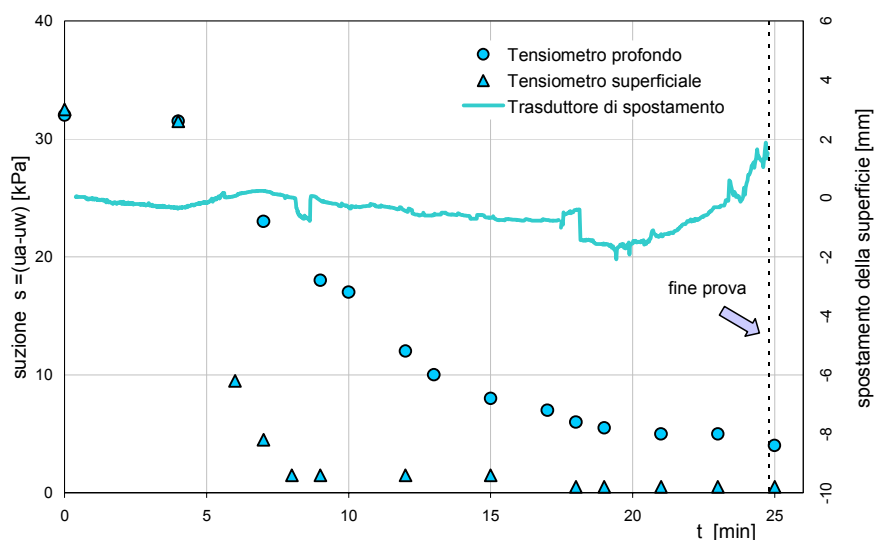


Figura 4.22 – Decorso del cedimento a piano campagna e della suzione durante l'esperimento B3.

Nonostante il materiale sia stato ricostituito ad una porosità elevata, il comportamento del terreno è stato differente da quello riscontrato nelle prove su materiale di analoga porosità (fig. 4.21a; 4.22). Analizzando le misure tensiometriche si osserva come il processo di saturazione degli strati più superficiali sia stato molto rapido: in circa 8 minuti si è avuta una riduzione accentuata della suzione registrata al tensiometro superficiale che è passata dai 32kPa iniziali a poco più di 1kPa (nelle prove analoghe, descritte in precedenza, B2 e B4, variazioni di suzione dell'ordine dei 30kPa avvenivano in oltre 20 minuti). In profondità il tensiometro ha continuato a segnalare un valore non nullo di suzione (4kPa) indicando che in tale zona il terreno è rimasto in condizioni di parziale saturazione.

In questo caso, la diversa risposta idraulica del pendio è attribuibile, essenzialmente, alla maggiore permeabilità del terreno. Una stima del coefficiente di permeabilità del terreno saturo, attraverso la formula di Hazen, fornisce, infatti, un valore indicativo di 0.04m/s a fronte dei $5 \cdot 10^{-5}$ m/s del terreno allo stato naturale. D'altra parte, valutando la permeabilità del terreno nelle condizioni iniziali ($S_r = 0.32$) attraverso la relazione proposta da Brooks and Corey (1964) e adattata al caso di sabbie moderatamente uniformi da Irmay (1954) ($K = K_{sat} \cdot (S_r)^3$) si riscontra un valore di circa $1.3 \cdot 10^{-3}$ m/s. Tale valore risulta molto maggiore dell'intensità di pioggia riprodotta ($i = 40\text{mm/h} = 1.1 \cdot 10^{-5}\text{m/s}$); dunque, tut-

ta l'acqua di pioggia si è infiltrata nel terreno, contrariamente a quanto avvenuto nelle altre prove dove la permeabilità iniziale era inferiore all'intensità di pioggia e quindi si verificava il ruscellamento di una parte dell'acqua meteorica. La maggiore portata in ingresso ha prodotto, nel corso della prova B3, una più rapida saturazione dei primi centimetri del deposito.

La mancata saturazione della parte inferiore del deposito potrebbe spiegarsi ipotizzando la presenza di un flusso parallelo al pendio nella parte superiore, che nel frattempo si è saturata.

Durante la fase di saturazione non sono stati osservati evidenti abbassamenti della superficie ad indicare che l'entità del collasso volumetrico è stata modesta probabilmente a causa della maggiore rigidità del terreno. Inoltre, dopo il distacco del pendio dalla parete di monte e l'apertura di una lesione di rilassamento nella stessa zona (foto 4.19), non si è osservata un'ulteriore evoluzione del fenomeno di rottura a causa del non raggiungimento della saturazione del deposito.



Foto 4.19 – Prova B3.

Prova B5

La prova B5 presenta differenze significative rispetto alle precedenti, sia perché sono stati utilizzati più trasduttori di spostamento, sia per le differenti modalità di simulazione della pioggia. Infatti, dopo circa 15 minuti dall'inizio della prova, la

pioggia è stata interrotta per 20 minuti; quindi, l'erogazione d'acqua è ripresa fino alla rottura del pendio. La disposizione degli strumenti ed i risultati della prova vengono riportati rispettivamente nelle figure 4.23 e 4.24.

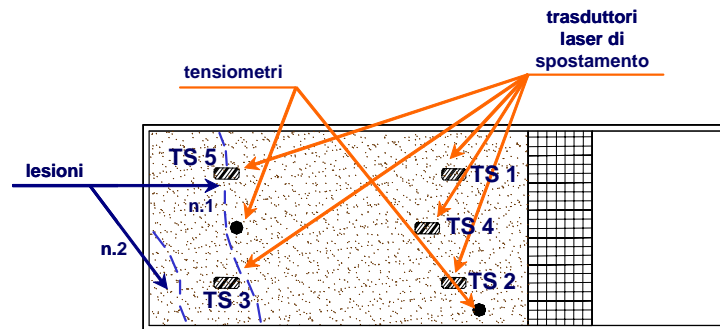


Figura 4.23 - Strumentazione predisposta nel corso della prova B5.

Come negli altri esperimenti, la risposta del tensiometro superficiale è risultata inizialmente più rapida di quello profondo (fig. 4.24a); in questa fase sono stati registrati cedimenti del piano campagna fino ad un valore massimo di 3mm (segnalato dal TS4 ubicato nella zona di valle). Nel periodo di assenza di pioggia la suzione ha continuato a decrescere, anche se con gradienti minori. È interessante notare che, alla fine di questo periodo, le differenze tra i valori letti dai due strumenti sono andate riducendosi a causa del processo di equalizzazione della suzione. Contestualmente, non si sono registrati ulteriori abbassamenti del piano campagna rimasti fermi ai valori raggiunti durante la prima fase di saturazione. In questa fase il comportamento del pendio è stato omogeneo: tutti i trasduttori di spostamento hanno segnalato un addensamento del deposito anche se, ovviamente, di entità differente nei diversi punti di misura. L'entità della deformazione volumetrica indotta è stata stimata essere di circa il 3%.

Approssimativamente 45 minuti dopo l'inizio della prova, la suzione ha raggiunto lo stesso valore (circa 4kPa) in superficie ed alla base del pendio, come avvenuto nelle prove descritte in precedenza. Successivamente si è avuta una inversione di tendenza nella risposta dei due tensiometri con valori maggiori di suzione nella zona più superficiale del deposito. Pochi minuti dopo l'annullamento della suzione, misurata dal sensore più profondo, si è verificata la rottura del pendio che ha coinvolto l'intero spessore del deposito.

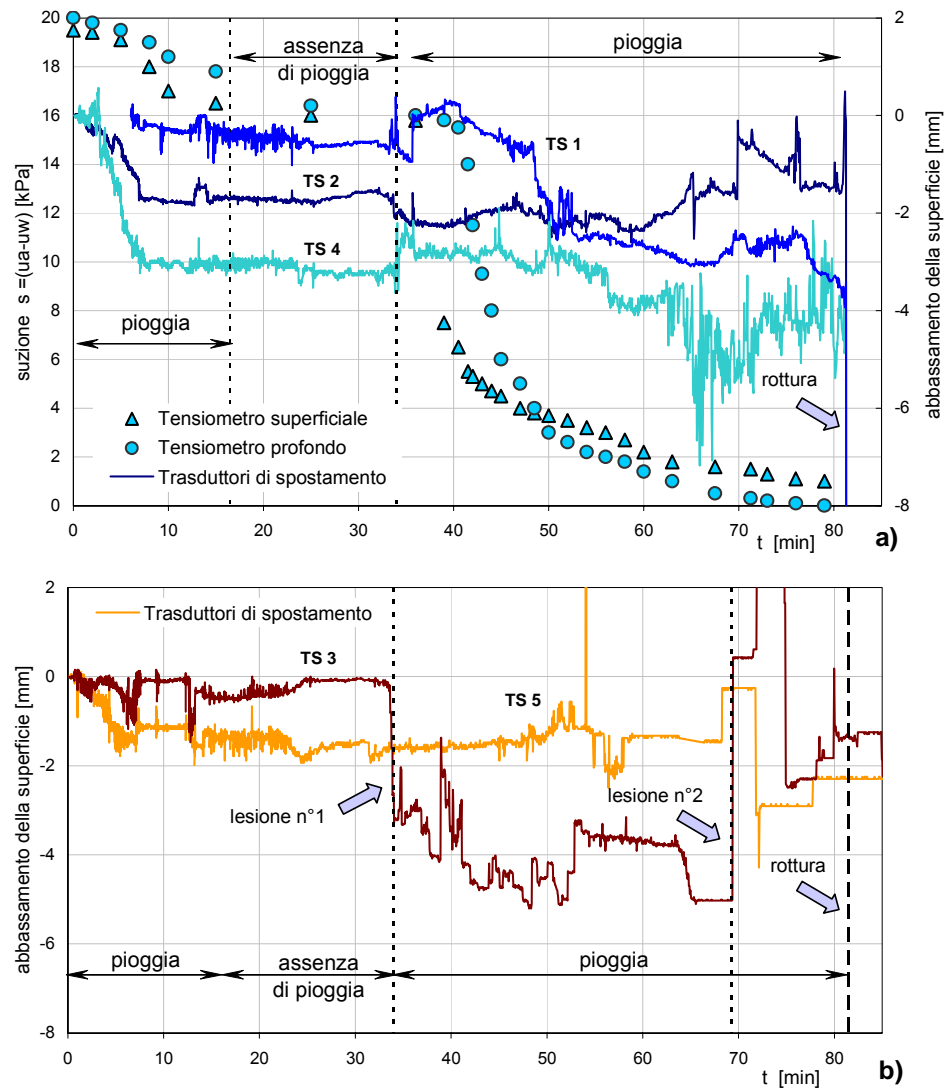


Figura 4.24 - Risultati della prova B5: a) suzione e spostamenti nella zona di valle;
b) spostamenti del piano campagna nella zona di monte.

La descrizione del comportamento del pendio nelle fasi di pre-rottura, di rottura e di evoluzione può essere effettuata riguardando la foto 4.20 che raffigura le fasi salienti dell'esperimento. Dopo pochi istanti dalla ripresa della pioggia, si è osservata la formazione di una lesione di rilassamento nella zona di monte del pendio (fig. 4.23, foto 4.20a). Essa è stata registrata dal trasduttore TS3, posto poco più a monte, che ha segnalato un improvviso abbassamento della superficie del terreno (fig. 4.24b). La lesione, dapprima superficiale, nel corso del processo di saturazione, si è approfondita ed estesa andando ad interessare l'intera larghezza

del deposito e costituendo, di fatto, una via preferenziale d'infiltrazione. Da questo momento in poi il comportamento del pendio diviene meno omogeneo, come può osservarsi dalle registrazioni effettuate dai trasduttori laser (fig. 4.24b): all'effetto del collasso volumetrico si sovrappone l'effetto dovuto allo spostamento verso valle degli strati più superficiali del pendio. Dopo circa 70 minuti dall'inizio della prova si è manifestata, a monte della prima, una nuova lesione (fig. 4.23, foto 4.20b) che ha interessato la porzione di pendio in destra. Anche in questo caso l'apertura della nuova lesione per trazione è stata segnalata dal repentino innalzamento del piano campagna misurato dal trasduttore TS3, collocato a valle della lesione (fig. 4.24b).

Il distacco completo del terreno si è verificato dopo circa 81 minuti dall'inizio della prova ed ha interessato la porzione di pendio delimitata dalla lesione n°1 (foto 4.20c). Così come verificatosi nelle prove B1 e B2, l'evoluzione del fenomeno è stata di tipo colata di fango con la massa in frana che non ha arrestato il suo movimento neppure in corrispondenza del cambio di pendenza del fondo del canale e che ha raggiunto velocità di 15cm/s nell'arco di tempo di circa 3.5s.

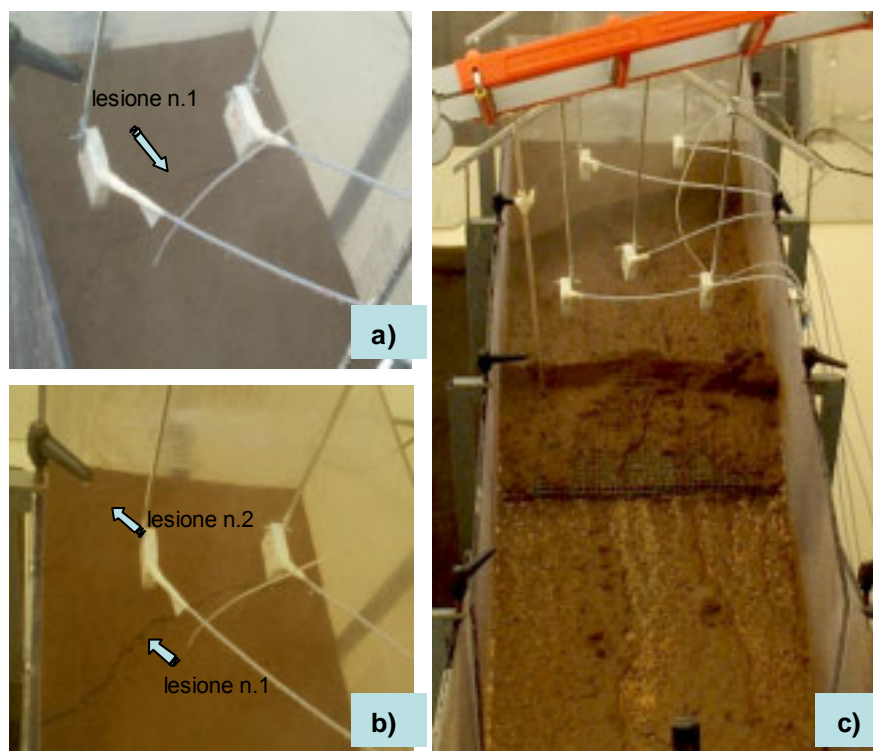


Foto 4.20 – Prova B5.

I risultati ottenuti nel corso di questo primo gruppo di prove sembrano confermare la dipendenza del meccanismo di collasso dal grado di saturazione a rottura e dalla porosità iniziale. Altre esperienze eseguite su modelli in scala ridotta strumentati con trasduttori di pressioni neutre (Iverson, Lahusen 1989; Eckersley 1990; Wang, Sassa 2001) mostrano che l'evoluzione in colata può essere associata alla generazione di sovrappressioni neutre prodotte dal collasso volumetrico a rottura. Una verifica sperimentale di tale comportamento in terreni di natura piroclastica ha costituito l'oggetto di un ulteriore gruppo di prove eseguito con l'ausilio di trasduttori di pressione neutra.

4.3.3 - PROVE TIPO C

Nelle prove C il sistema di monitoraggio del pendio è stato ulteriormente potenziato mediante 8 minitensiometri, 5 trasduttori laser di spostamento e 12 trasduttori di pressione neutra di cui 6 miniaturizzati. Le celle di carico non sono state adoperate in quanto ancora in fase di verifica. Per la sola prova C5 è stato utilizzato il sistema di telecamere digitali.

Nella tabella 4.5 sono riportate le principali proprietà fisiche del materiale messo in opera e la geometria del modello.

In ciascuna prova il piano di strumentazione è stato finalizzato a tenere sotto osservazione tre zone del pendio: la zona di monte, la zona centrale, e quella di valle. In ciascuna zona sono stati installati tensiometri a due diverse profondità, e trasduttori di pressione neutra. I trasduttori di spostamento sono stati ubicati solo nella zona di monte ed in quella di valle, lungo una sezione trasversale.

Delle cinque prove, la C1 e la C5 sono state sostanzialmente delle prove pilota; in particolare, nella prima sono stati installati per la prima volta i trasduttori di pressione ed è stata utilizzata una nuova versione del sistema di pioggia artificiale (cfr. par. 4.1), mentre la seconda è stata eseguita appositamente per verificare il corretto funzionamento del sistema di ripresa e di ricostruzione del campo di moto (cfr. par. 4.2).

Nel seguito verranno descritte in dettaglio le prove C2, C3 e C4, che consentono di evidenziare alcuni aspetti significativi del fenomeno, e la prova C5 dalla

quale è possibile dedurre alcuni aspetti sul campo di moto in tutte le fasi dell'esperimento.

Tabella 4.5 - Caratteristiche geometriche e proprietà fisiche degli strati nelle prove C.

Prova	α [°]	L [m]	h [m]	w	n [%]	Sr [%]	$(u_a - u_w)$ [kPa]	i [mm/h]
C1	40	1.00	0.16	0.31	71.1	33.2	62÷76	80
C2	40	1.10	0.10	0.30	70.4	32.8	65÷76	60
C3	40	1.10	0.10	0.37	73.1	35.3	53÷63	60
C4	40	1.10	0.10	0.43	65.0	59.6	51÷53	60
C5	40	1.30	0.12	0.31	72.7	30.3	-	60

Prova C2

Il pendio modello aveva spessore di 10cm, porosità iniziale del 70.4% e contenuto d'acqua medio di 0.30. La pioggia è durata 32 minuti, senza interruzioni, con una intensità di 60mm/h. La strumentazione utilizzata è indicata in tabella 4.6 ed in figura 4.25.

Tabella 4.6 - Strumentazione utilizzata nella prova C2.

Tipologia strumenti	n°	Posizione
Minitensiometri	6	zona di monte m3 (10cm) (*)
		m4 (5cm) (*)
		zona centrale m7 (10cm) (*)
		m8 (5cm) (*)
Trasd. di spostamento	5	zona di valle m5 (5cm) (*)
		m6 (10cm) (*)
Trasd. di pressioni neutre pcd81	4	zona di monte 1-2-4
		zona di valle 3-5
		zona di monte 6
Trasd. di pressioni neutre pcb	1	zona centrale 2-4
		zona di valle 3
		zona di valle 1

(*) profondità della punta del tensiometro rispetto al piano campagna

Gli strumenti sono stati predisposti in modo da monitorare la sezione centrale del pendio (A-A'), in senso longitudinale, dove sono stati installati minitensiometri alla profondità di 5cm (n. 4, 7 e 5), di seguito indicati come superficiali, ed alla profondità di 10cm (n. 3, 8 e 6), indicati come profondi, trasduttori di pressione neutra miniaturizzati (n. 6, 2 e 3) e trasduttori di spostamento.

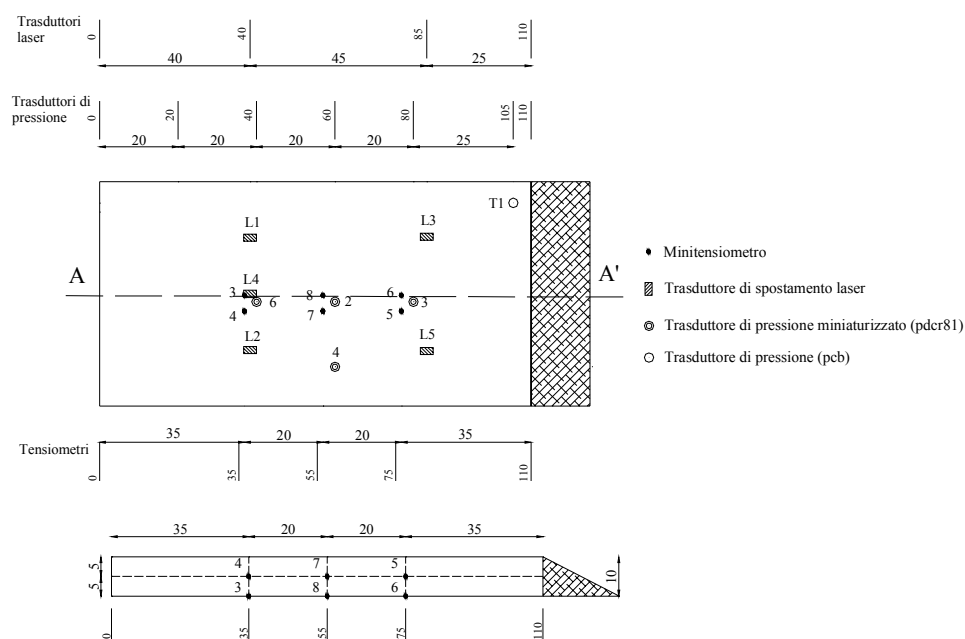


Figura 4.25 - Strumentazione installata nella prova C2.

Nella figura 4.26 sono mostrati gli andamenti della suzione alle due profondità di indagine (fig. 4.26a) e gli spostamenti della superficie (fig. 4.26b): i valori negativi corrispondono a cedimenti.

Il comportamento del pendio durante la fase di infiltrazione è risultato simile a quello già osservato nel corso delle prove tipo B su terreni di analoga porosità. Al progressivo avanzamento del fronte umido, segnalato dalla riduzione dei valori di suzione, è corrisposto un abbassamento della superficie, indicativo di un addensamento del terreno. Le misure di spostamento hanno mostrato un discreto accordo, ad indicare il comportamento sostanzialmente omogeneo del terreno. In particolare, durante i primi 10 minuti gli spostamenti della superficie hanno assunto valori dello stesso ordine di grandezza segnalando un abbassamento massimo di 2mm. La deformazione volumetrica media è stata dell'1%. Durante questa fase i tensiometri collocati in profondità hanno iniziato a risentire del processo di infiltrazione con un ritardo variabile dai 6 ai 10 minuti (fig. 4.26a).

Pochi minuti dopo l'inizio della pioggia si è manifestato il distacco del terreno dalla parete di monte per una lunghezza di circa 0.5cm. Successivamente (10 minuti dopo l'inizio della pioggia), lungo le pareti laterali nella zona di monte hanno

cominciato ad evidenziarsi delle superfici di scorrimento in uno strato superficiale di terreno dello spessore di circa 3cm.

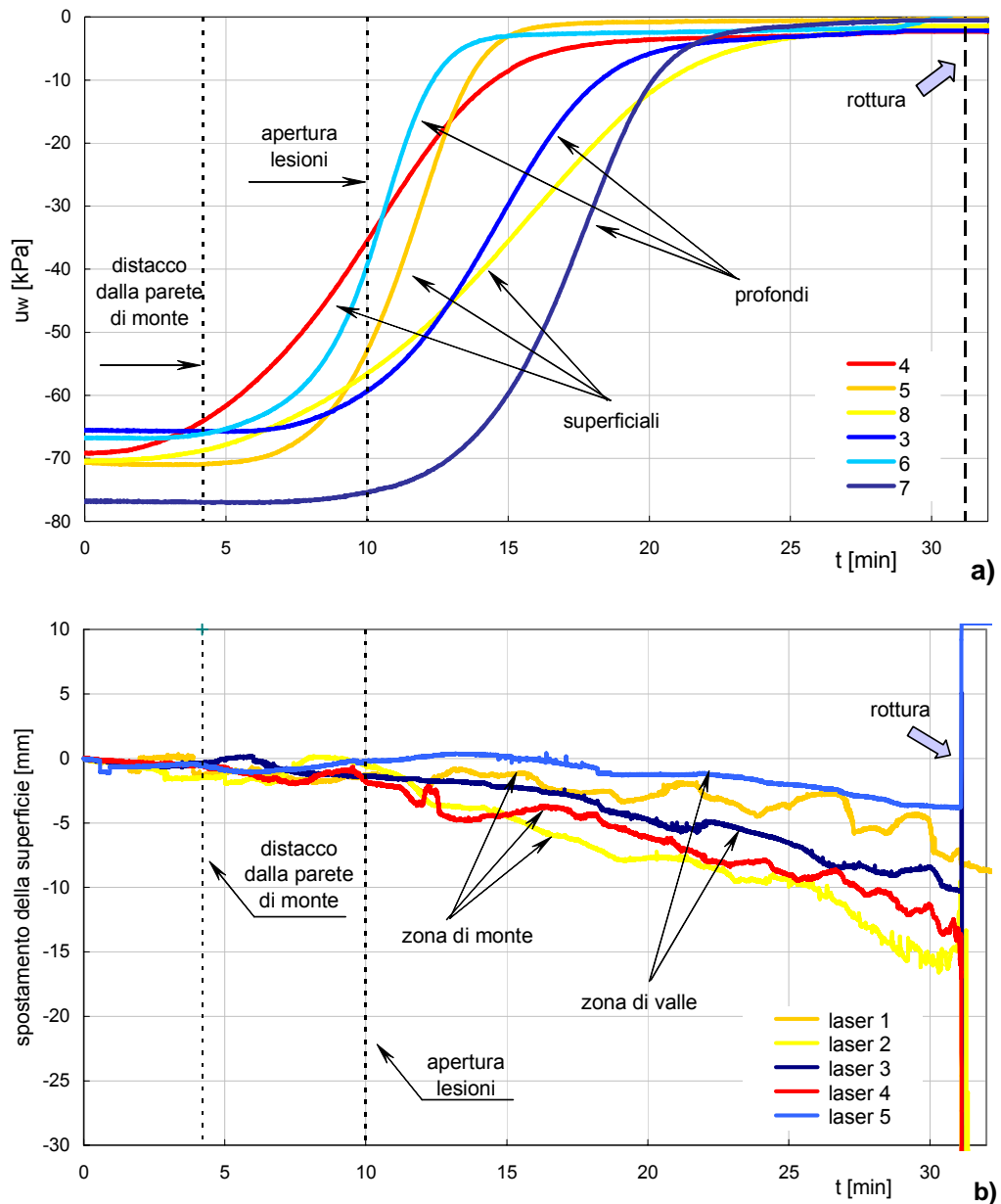


Figura 4.26 – Prova C2: a) suzione misurata a 5cm e 10cm di profondità; b) spostamenti della superficie del pendio.

In questa fase, che si è protratta per altri 10 minuti, e che è stata caratterizzata dai più elevati gradienti di suzione, gli spostamenti del piano campagna hanno subito notevoli incrementi fino ad un valore massimo di 8mm (fig. 4.26b). Naturalmente,

gli spostamenti in un generico punto del pendio si verificano sia in direzione ortogonale che parallela al pendio stesso. Le misure di spostamento verticale, effettuate con i trasduttori laser, includono sia l'aliquota di cedimento dovuto al collasso volumetrico associato alla saturazione che la componente dello spostamento dovuto alla rottura. Il segno degli spostamenti misurati, che è rimasto negativo per tutta la durata della prova, indica, che comunque, si è verificato un addensamento del terreno. Gli abbassamenti della superficie del pendio sono risultati di entità maggiore nella zona di monte. A valle l'abbassamento è risultato minore, probabilmente perché al collasso volumetrico si è sommato l'effetto opposto legato alla compressione indotta dalla spinta del terreno.

Venti minuti dopo l'inizio della pioggia la suzione è risultata ovunque molto modesta, dell'ordine di 4kPa; da tale momento i gradienti di suzione nel tempo si sono ridotti notevolmente. Alla corrispondente riduzione del gradiente piezometrico tra i punti della superficie e quelli interni è corrisposta una diminuzione della portata d'acqua in ingresso dal piano campagna ed un più lento incremento del grado di saturazione. Nel frattempo si sono manifestate lesioni millimetriche nella zona di monte estese a buona parte della larghezza del pendio e spinte ad una profondità di 2cm circa (come osservato dalle pareti laterali).

In figura 4.27 sono riportate le misure di suzione, di pressione neutra e di abbassamento della superficie, raggruppate per zone. La suzione registrata dai tensiometri superficiali è indicata con la linea tratteggiata e quella rilevata dai tensiometri profondi con linea continua. In figura viene anche evidenziata la transizione da valori non nulli di suzione, registrati dal tensiometro profondo, a valori di pressione neutra positiva registrata dal trasduttore di pressione.

La risposta del deposito al processo di saturazione è simile nelle tre zone del pendio.

Circa 2 minuti prima della rottura (figura 4.27a) la pressione neutra è diventata positiva (trasduttore pdcr6). Nel medesimo istante il tensiometro profondo collocato in prossimità di tale trasduttore segnalava ancora una suzione di 2kPa. Questo dato è stato confermato anche negli altri due punti di misura.

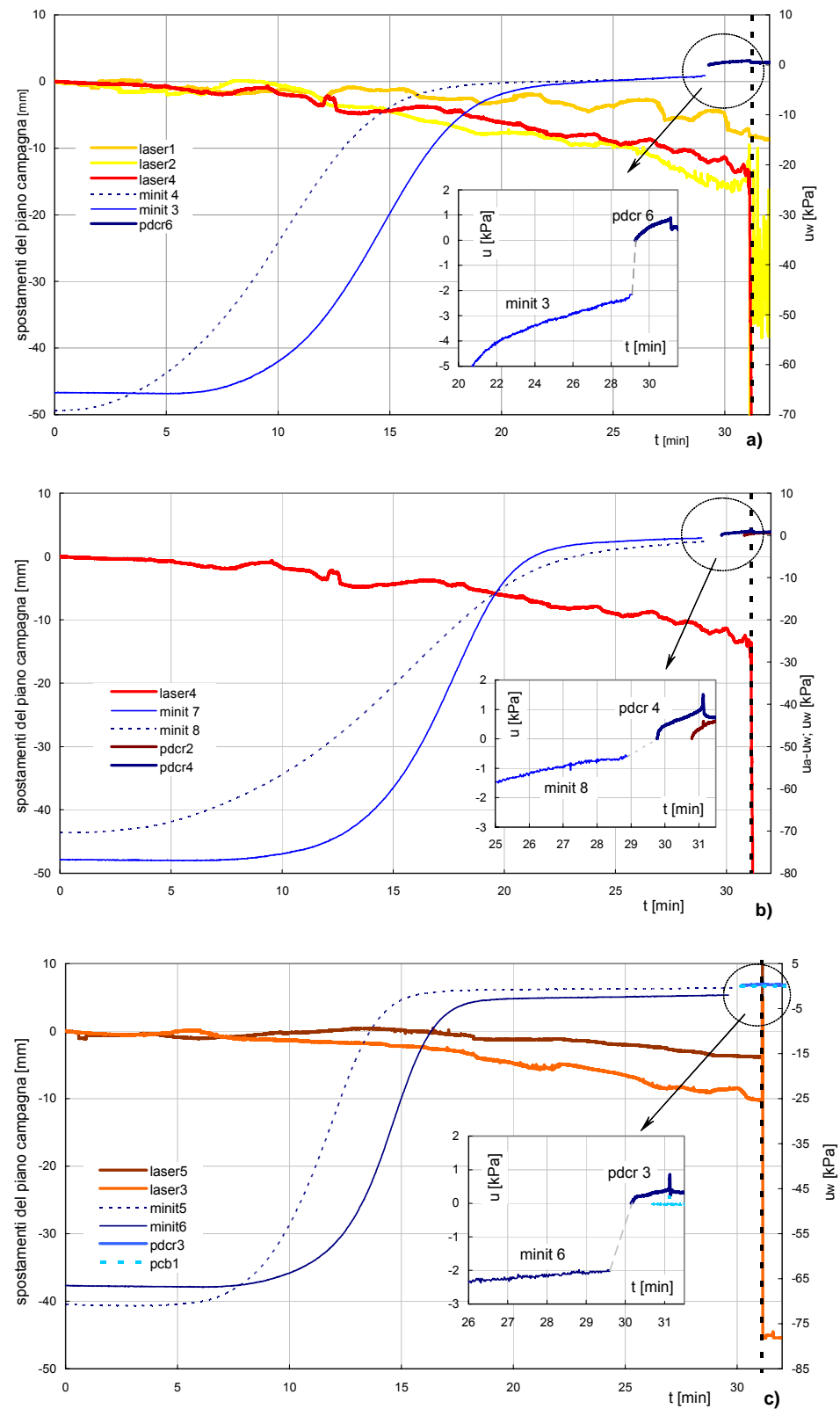


Figura 4.27 - Valori di suzione, spostamenti del piano campagna e pressioni neutre alla base dello strato nelle: a) zona di monte; b) zona centrale; c) zona di valle.

Ciò può essere attribuito sia alla differente ubicazione degli strumenti sia alle caratteristiche degli strumenti. Infatti, il sensore del tensiometro ha una lunghezza di 2.5cm, mentre il trasduttore di pressione neutra effettua una misura praticamente puntuale per cui, nel momento in cui si forma un battente d'acqua anche piccolissimo sul fondo, il trasduttore lo segnala immediatamente, mentre il tensiometro si trova ancora a misurare la suzione nello strato sovrastante non ancora saturo. Inoltre, il maggiore tempo di risposta del minitensiometro (cfr. par. 4.2) rispetto al trasduttore miniaturizzato giustifica ulteriormente tali differenze, anche se in maniera marginale a causa dei gradienti molto bassi che presenta la curva delle suzioni.

In figura 4.28 sono riportate le pressioni neutre misurate sul fondo del canale fino ad alcuni istanti successivi la rottura del pendio. Nell'arco di 1.5 minuti tutti i trasduttori miniaturizzati hanno iniziato a registrare pressioni neutre positive. Lo strato di terreno alla base del pendio si è, dunque, saturato circa 30 minuti dopo l'inizio della prova. A partire da tale istante accanto al processo di infiltrazione dall'alto si è instaurato un fenomeno di filtrazione parallelo al pendio. I valori di pressione neutra raggiunti prima della rottura, sono in ogni caso inferiori al kPa.

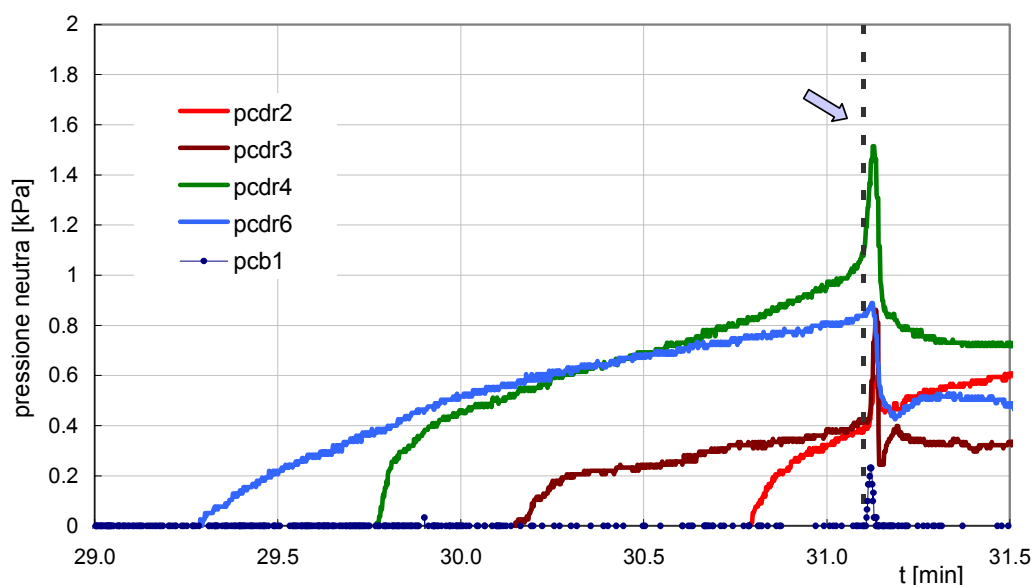


Figura 4.28 - Pressioni neutre in cinque punti alla base del deposito.

Gli incrementi delle pressioni neutre nel tempo sono essenzialmente dovuti all'innalzamento del battente d'acqua. In alcuni casi è probabile che si siano generati degli incrementi di pressione neutra dovuti a deformazioni rapide parzialmente non drenate. Questo dato viene confermato dai valori di pressione registrati dopo 30.5 minuti dai trasduttori 6 e 4 (superiori a 0.7kPa) che, nell'ipotesi "drenata", corrisponderebbero ad un battente superiore a 9cm, e dunque maggiore dello stesso spessore del deposito.

La rottura è avvenuta 31 minuti dopo l'inizio della prova. Essa è stata accompagnata da rapidi spostamenti della superficie del pendio. Gli strumenti posizionati nella zona di valle hanno inizialmente registrato un sollevamento del piano campagna poiché il cinematismo di rottura richiede lo scavalcamento dello zoccolo al piede. In tale fase, le pressioni neutre registrate in tre punti alla base del pendio (pdcr2, pdcr3, pdcr4), hanno subito un temporaneo e repentino incremento. Tale fenomeno è evidenziato dalla figura 4.29, dove è riportato l'andamento delle pressioni neutre in tutti i cinque punti di misura, in un ristretto intervallo di tempo a cavallo della rottura. Confrontando l'andamento delle pressioni neutre con quello dello spostamento rilevato dal laser 5, si può notare che i rapidi incrementi della pressione neutra si siano verificati contestualmente all'accelerazione della massa in frana. Gli incrementi di pressione neutra, quindi, insorgono solo in seguito alla rottura.

L'entità delle sovrappressioni neutre è risultata variabile da un minimo di 0.2kPa (pdcr2) ad un massimo di 0.45kPa registrato dai trasduttori 3 e 4. È interessante notare che le sovrappressioni non si manifestano tutte nel medesimo istante, ma presentano uno sfasamento temporale di circa un secondo. Occorre ancora osservare che anche il trasduttore pcb1, situato in una zona in cui non si è avuta la mobilitazione del terreno, subito a monte dello zoccolo, ha registrato un incremento di pressione probabilmente dovuto all'incremento di sollecitazioni totali prodotto dalla compressione esercitata dalla frana. Bisogna comunque ricordare che tale trasduttore presenta dei limiti di affidabilità e le sue misure vanno quindi utilizzate solo in modo qualitativo.

Il processo di generazione e dissipazione delle sovrappressioni neutre è stato molto rapido e si è esaurito in un intervallo di tempo inferiore ai tre secondi. In re-

altà, poiché i trasduttori segnalano solo ciò che avviene in un punto fisso alla base del deposito, non si ha modo di conoscere quale sia il decorso delle pressioni neutre in assegnati punti interni alla massa mobilitata. Pertanto la successiva riduzione delle sovrappressioni neutre non è tanto da imputare alla dissipazione quanto alla riduzione dello spessore di terreno al di sopra del punto di misura. Le misure del trasduttore pcb1, in corrispondenza del quale il deposito ha conservato tutto il suo spessore, indicano un tempo di dissipazione delle sovrappressioni neutre dell'ordine di due secondi.

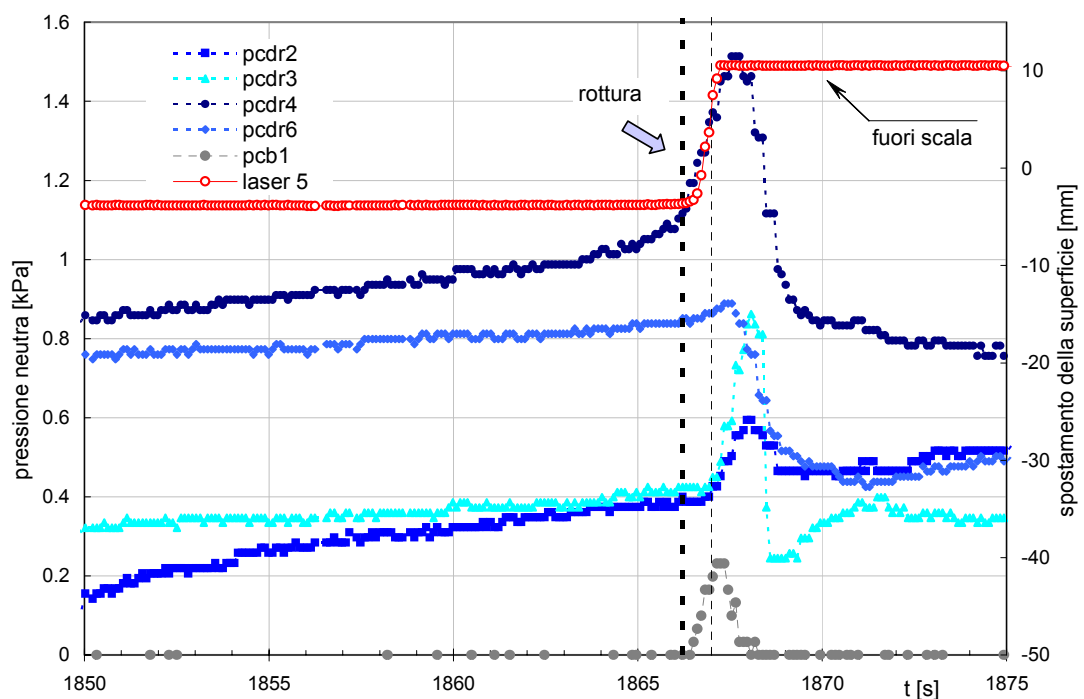


Figura 4.29 - Pressioni neutre e spostamenti a rottura.

La rottura ha interessato la parte sinistra del pendio per tutto il suo spessore, e si è manifestata con una improvvisa accelerazione del terreno mobilitato, che ha assunto le caratteristiche di una colata di fango (foto 4.21). La massa di terreno si è mossa come un fluido viscoso e non si è arrestata neppure in corrispondenza del cambio di pendenza situato 25cm più a valle del dreno.

In figura 4.30 viene schematicamente illustrata la geometria del pendio a distacco avvenuto. Le linee tratteggiate indicano le curve di livello.

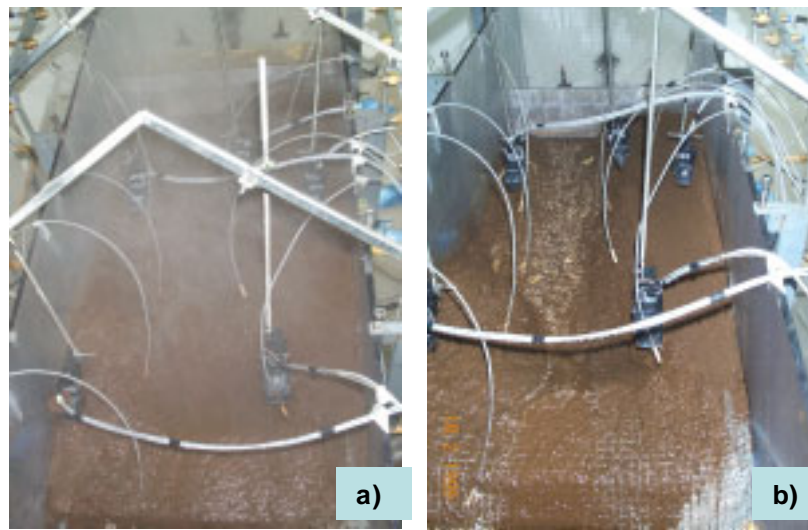


Foto 4.21 – Esperimento C2: a) rottura del pendio; b) geometria finale.

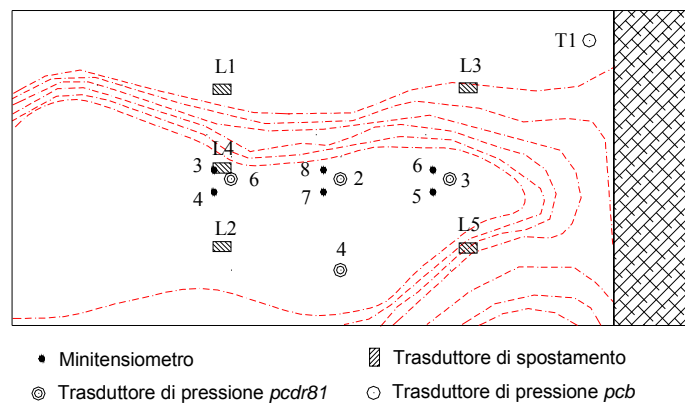


Figura 4.30 - Geometria del pendio dopo la rottura.

Una stima delle velocità del terreno subito dopo la fase di rottura è stata effettuata sulla base delle misure di spostamento della superficie registrate dai trasduttori laser, confrontando i tempi di transito del volume di terreno mobilitato in corrispondenza di due laser successivi. I valori degli spostamenti misurati dai laser 3 e 4 (fig. 4.31a) forniscono una velocità di 26cm/s ed un'accelerazione del corpo di frana di circa 15cm/s². Non è possibile effettuare una analoga valutazione per i laser 5 e 6 (fig. 4.31b) poiché il trasduttore 5, investito dal terreno in movimento, è andato fuori uso.

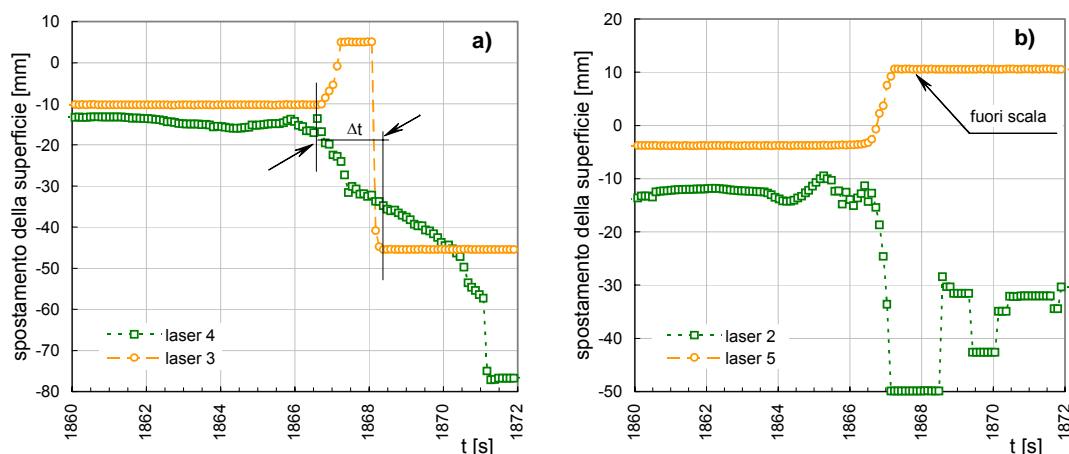


Figura 4.31 - Spostamenti della superficie del terreno nella fase di rottura: a) laser 4 e 3; b) laser 2 e 5.

Prova C3

Lo strato di terreno utilizzato nella prova C3 aveva uno spessore di 10cm, una porosità media del 73% ed un contenuto d'acqua pari a 0.37. L'intensità di pioggia, anche in questo caso pari a 60mm/h, è stata mantenuta costante durante tutto il corso della prova. Gli strumenti adoperati e la loro ubicazione sono riportati in tabella 4.7 ed in fig. 4.32. Il trasduttore pcd81 n.2 non ha funzionato correttamente e le misure effettuate non sono state utilizzate.

Tabella 4.7 - Strumentazione utilizzata nella prova C3.

Tipologia strumenti	n°	Posizione
Minitensiometri	8	zona di monte m1 (5cm) (*)
		zona di monte m2 (10cm) (*)
		zona centrale m3 (5cm) (*)
		zona centrale m4 (10cm) (*)
		zona di valle m5-m6 (5cm) (*)
Trasd. di spostamento	5	zona di valle m7-m8 (10cm) (*)
		zona di monte 1-2-4
Trasd. di pressioni neutre pcd81	5	zona di valle 3-5
		zona di monte 1
		zona centrale 2
Trasd. di pressioni neutre pcb	2	zona di valle 3-4-6
		zona di valle 1-3

(*) profondità della punta del tensiometro rispetto al piano campagna

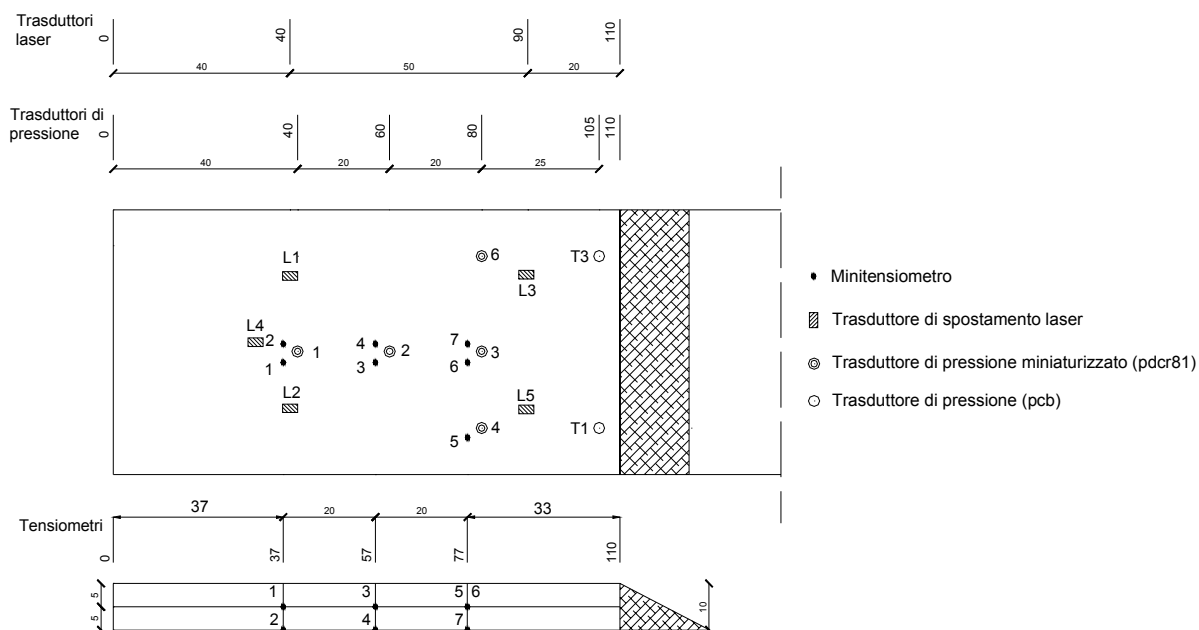


Figura 4.32 - Strumentazione installata nella prova C3.

Nelle fasi iniziali della prova il comportamento del pendio è risultato del tutto analogo a quello osservato nel corso della prova C2. Anche qui si distingue una prima fase, della durata di circa 8 minuti, in cui al progressivo avanzamento del fronte umido, sono associati cedimenti del piano campagna omogenei e di entità massima pari a circa 2mm (fig. 4.33b) con corrispondenti deformazioni volumetriche medie dell'ordine dell'1.7%. Durante tale fase il fronte umido non ha ancora raggiunto la base del deposito, come segnalato dai tensiometri attestati alla profondità di 10cm (tensiometri 2, 4, 7) che non hanno registrato diminuzioni significative di suzione (fig. 4.33a). Anche in questo caso, dopo alcuni minuti dall'inizio della prova, si è osservato il distacco del terreno dalla parete di monte.

Dopo undici minuti dall'inizio della prova, lungo le pareti del canale, si è osservato che il fronte d'infiltrazione aveva raggiunto la mezzeria dello strato; a conferma di ciò, nello stesso momento, i tensiometri posti a 5cm di profondità registravano valori variabili tra 2 e 7kPa rispetto a quelli iniziali di circa 60kPa.

Nelle fasi successive la zona di destra del pendio ha subito un cedimento maggiore, fino a 7mm circa (laser 2 in fig. 4.33b). Dopo venti minuti dall'inizio della prova la deformazione volumetrica ha raggiunto un valore medio del 4.7%. Con-

temporaneamente i tensiometri profondi hanno misurato una suzione dell'ordine dei 5kPa. Il fronte umido ha raggiunto la base del pendio dopo venticinque minuti. Contestualmente, lungo il contorno laterale in sinistra si è osservata la formazione di una superficie di rottura a circa 20cm dalla parete di monte, che ha interessato pressoché tutto lo spessore del deposito.

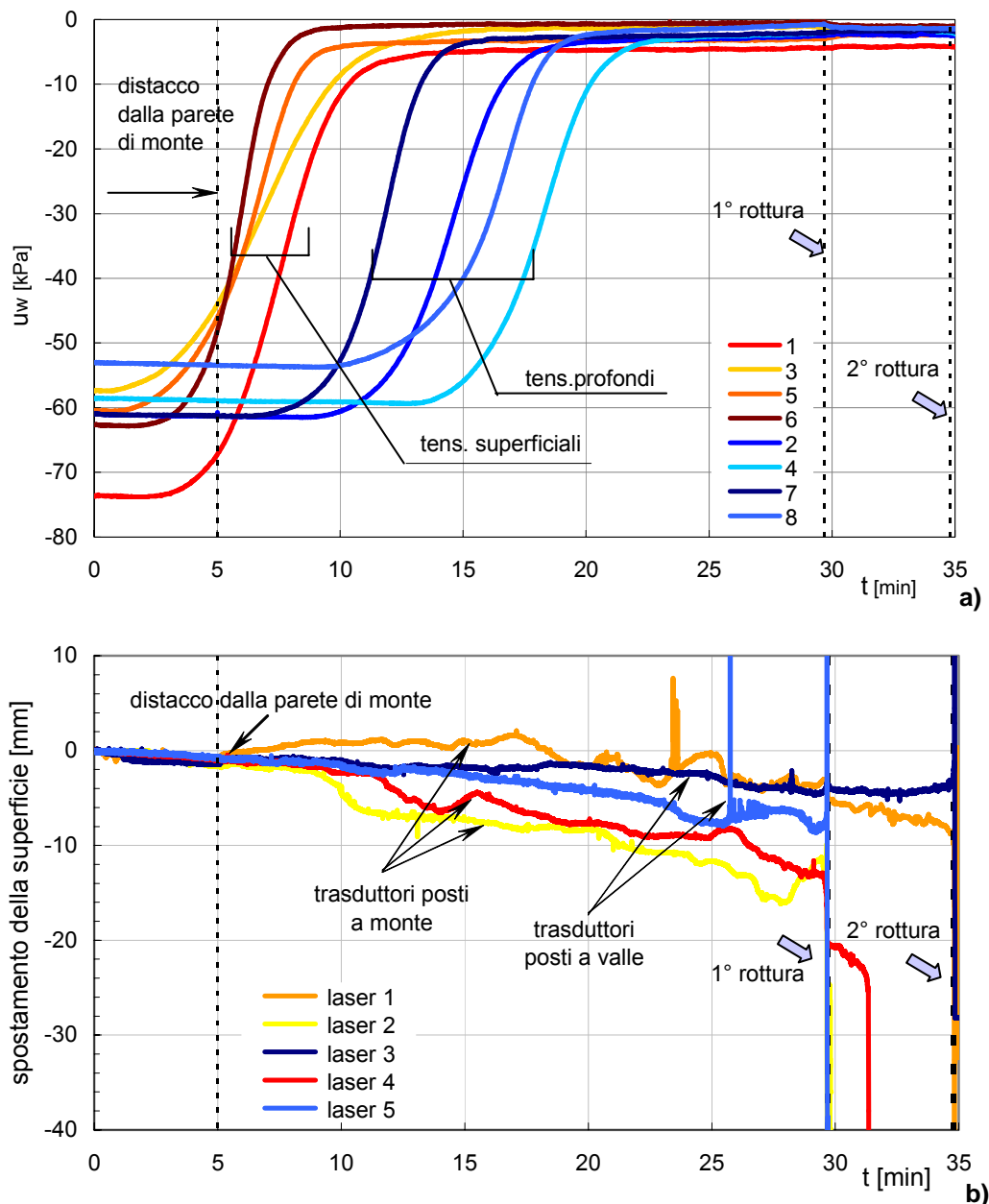


Figura 4.33 – Prova C3 a) suzione misurata a 5cm e 10cm di profondità; b) spostamenti della superficie del pendio.

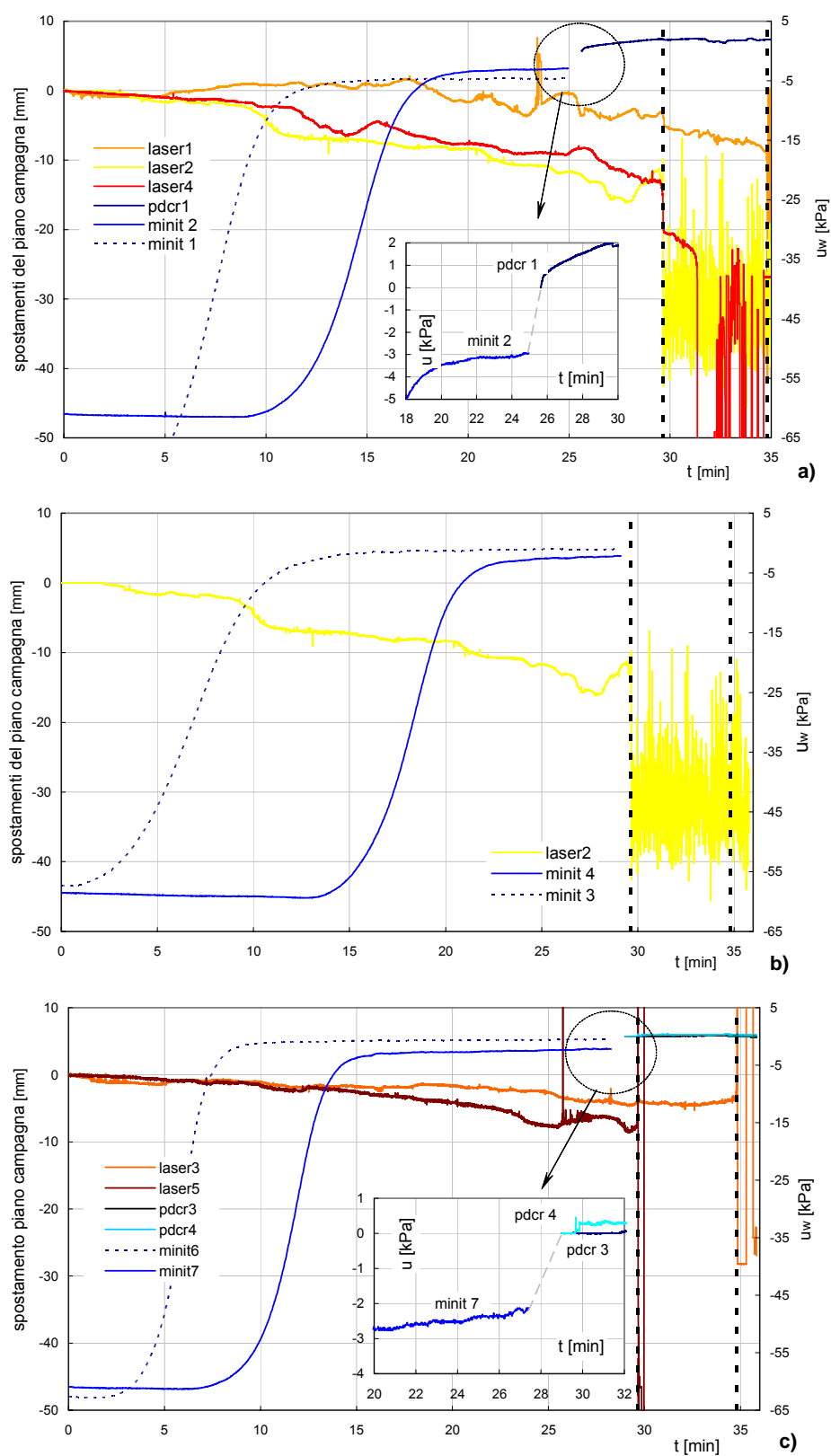


Figura 4.34 - Valori di suzione, spostamenti al piano campagna e pressioni neutre alla base dello strato nelle: a) zona di monte; b) zona centrale; c) zona di valle.

In figura 4.34 sono riportati i decorsi della suzione, delle pressioni neutre e degli spostamenti a piano campagna nelle tre zone di monte, centrale e di valle del pendio. Anche in questo caso non si osservano sostanziali differenze nel comportamento del pendio eccezion fatta per l'andamento della suzione alla base della zona centrale che appare ritardato (fig. 4.34b).

A differenza dell'esperimento precedente, in questo caso i trasduttori posti alla base del pendio non hanno registrato valori positivi di pressione neutra se non alcuni istanti prima della rottura. Uniche eccezioni riguardano il trasduttore pdc81 n.1, situato nella zona di monte, ed il pcb n.1 ubicato a tergo dello zoccolo (fig. 4.35).

Il trasduttore pcb1 ha iniziato a registrare pressioni positive dopo 15 minuti dall'inizio della prova. Pur coi limiti di misura di questo tipo di trasduttore, l'andamento pressoché lineare delle misure indica un graduale innalzamento del battente d'acqua la cui altezza avrebbe raggiunto un valore di 4.8cm subito prima della rottura. Dal momento che gli altri trasduttori situati nella zona di valle (pdc n.3, n.4, n.6 e pcb n.3) non hanno registrato pressioni positive, è ipotizzabile che, a causa di una parziale occlusione dello zoccolo di valle, si sia formato un accumulo d'acqua localizzato.

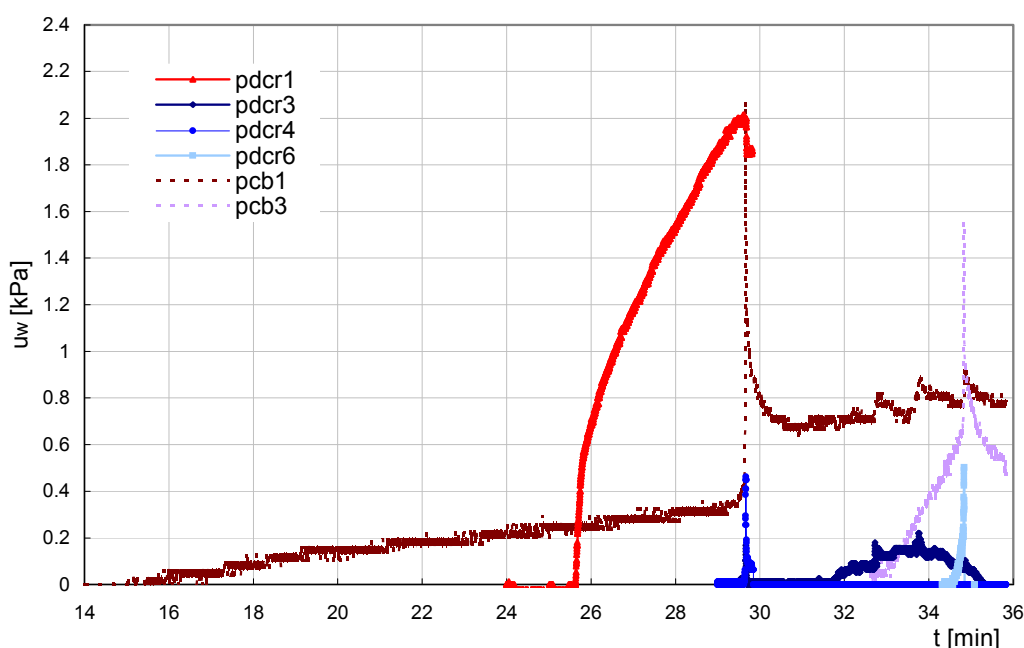


Figura 4.35 - Pressioni neutre alla base dello strato.

L'andamento delle pressioni neutre misurate dal trasduttore miniaturizzato pdcr1, posizionato ad una distanza di 40cm dalla parete di monte del canale, è risultato completamente differente (fig. 4.35). Circa 25.5 minuti dopo l'inizio della prova, il trasduttore ha cominciato a misurare pressioni neutre positive e pochi secondi dopo si è osservata la formazione della superficie di scorrimento descritta in precedenza, localizzata in prossimità del trasduttore. Le pressioni neutre in questa zona sono risultate molto elevate, ma non sono associabili alla formazione di un battente d'acqua dal momento che occorre aspettare ancora 15 minuti prima che negli altri punti di misura si registrino pressioni neutre positive. Si osservi che la pressione massima registrata, pari a 2kPa, corrisponderebbe ad un battente di 26cm, valutata nell'ipotesi di filtrazione parallela al pendio. Questo suggerisce una disfunzione dello strumento.

Occorre attendere 29 minuti prima che i trasduttori pdcr n.3 e n.4 inizino a misurare pressioni neutre positive. Pochi istanti dopo è sopraggiunta la rottura che ha coinvolto però la sola parte in destra del deposito per tutto il suo spessore (1^a rottura). Dopo altri 4.5 minuti anche la restante parte del pendio è franata (2^a rottura). È possibile osservare che i trasduttori collocati alla base della zona interessata dal primo distacco (pdcr n.3 e n.4) hanno iniziato a registrare valori di pressioni neutre contestualmente al movimento della massa (fig. 4.36). Gli altri trasduttori, lontani da tale zona (pdcr n.6 e pcb n.3), non hanno misurato pressioni neutre ad indicare che, in tale fase, la zona laterale sinistra del pendio non ha ancora raggiunto la completa saturazione.

Le pressioni neutre e gli spostamenti misurati sono riportati in figura 4.36. La prima rottura (fig. 4.36a) è stata segnalata prima dal trasduttore laser n.5, che ha registrato un innalzamento della superficie di circa 5cm, necessario per lo scavalco dello zoccolo. Successivamente si è registrato un abbassamento della superficie dovuto al transito della frana. Le pressioni neutre hanno subito un rapido incremento, che nell'arco di due secondi ha raggiunto il valore massimo in corrispondenza di entrambi i dispositivi di misura (pdcr n.3 e n.4), ed una altrettanto rapida riduzione. In una prima fase, della durata di un secondo, gli incrementi di pressione sono avvenuti con gradienti modesti ed hanno raggiunto un valore massimo di 0.05kPa (dal secondo 1778 al secondo 1779 in fig. 4.36a); in una seconda fase, di uguale durata, gli incrementi di pressione sono risultati di

fase, di uguale durata, gli incrementi di pressione sono risultati di gran lunga maggiori, con un picco di 0.46kPa al trasduttore n.4 ed un valore di 0.17kPa in corrispondenza del trasduttore n.3. La successiva riduzione si è verificata in maniera altrettanto rapida. Anche in questo caso, essa è da attribuirsi essenzialmente alla riduzione dello spessore di materiale al di sopra dei trasduttori, e quindi del carico idraulico, oltre che ad una effettiva dissipazione che, in un mezzo granulare quale quello in esame (caratterizzato da un coefficiente di permeabilità di $5 \cdot 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$ e da un coefficiente di consolidazione di $4 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2/\text{s}$ par. 4.3), è comunque molto rapida. In corrispondenza del trasduttore pdcr n. 4, si sono registrate pressioni neutre di 0.1kPa (fig. 4.36a) per alcuni secondi ancora dopo la rottura, a causa di venute di fango dalla zona di monte dovute all'erosione di piccoli volumi di materiale.

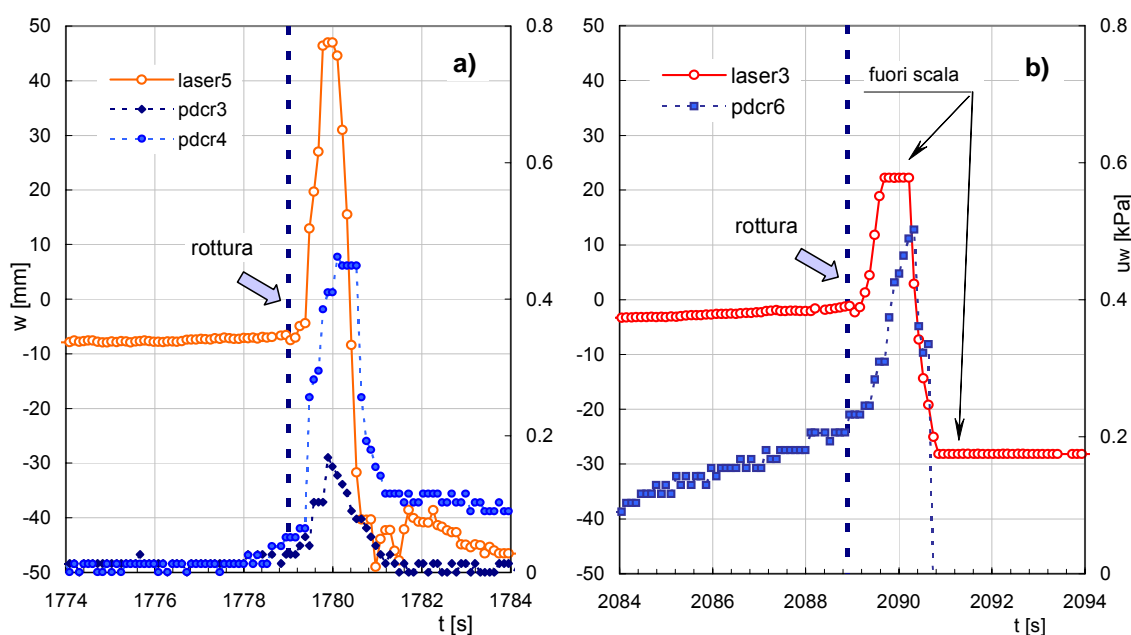


Figura 4.36 - Pressioni neutre e spostamenti a rottura: a) zona di destra; b) zona di sinistra.

La seconda fase di rottura è stata segnalata dal laser n.3 (fig. 4.36b) con modalità analoghe a quelle già discusse in precedenza. In questo caso è stato il trasduttore pdcr6, ubicato in corrispondenza della superficie di scorrimento nella zona al piede del pendio, che ha registrato un improvviso incremento di pressione neutra. Tale fenomeno è stato preceduto da un incremento graduale che ha avuto

inizio già circa 20 secondi prima, con valori fino a 0.23kPa, che sono passati successivamente ad un massimo di 0.5kPa. L'avvenuto transito del terreno al di sopra del trasduttore è stato segnalato dal completo annullamento della pressione.

Anche i trasduttori di pressione pcb n.1 e n.3 hanno segnalato repentini e consistenti incrementi di pressione, sia nella prima che nella seconda fase di rottura (fig. 4.35). A causa della loro posizione a tergo dello zoccolo, il terreno nel quale erano installati ha, presumibilmente, sperimentato un meccanismo di sollecitazione da parte del terreno retrostante.

A rottura avvenuta, in entrambi i casi, come anche nel corso della prova C2, la massa di terreno ha acquistato caratteristiche del moto tipiche delle colate rapide di fango. La geometria del pendio dopo ciascuna delle due fasi di rottura è riportata in foto 4.22 ed in figura 4.37.

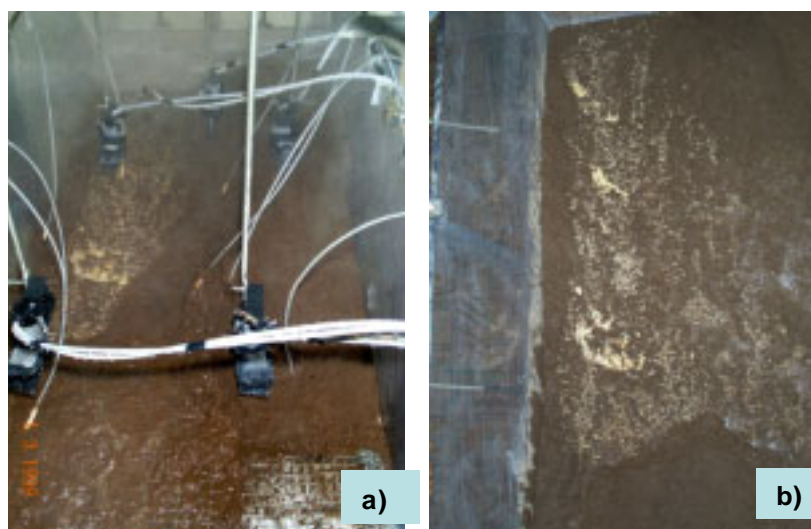


Foto 4.22 – Geometria del pendio dopo: a) il 1° distacco; b) il 2° distacco.

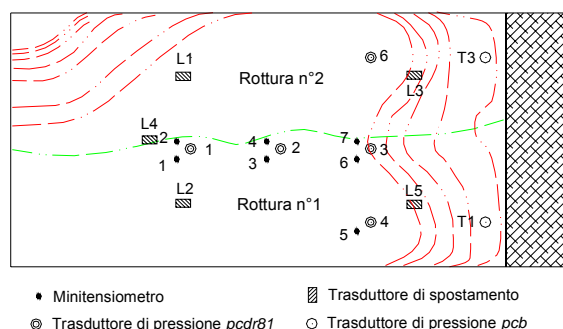


Figura 4.37 - Geometria del deposito dopo la rottura.

In entrambe le fasi di rottura, le velocità del movimento sono state stimate confrontando le misure di spostamento effettuate dai laser posti lungo una stessa sezione (figura 4.38). Dall'analisi delle registrazioni è stato possibile individuare gli istanti in cui il terreno è transitato al di sotto dei due laser. Si è così stimata una velocità di circa 28cm/s per effetto di una accelerazione di 15cm/s².

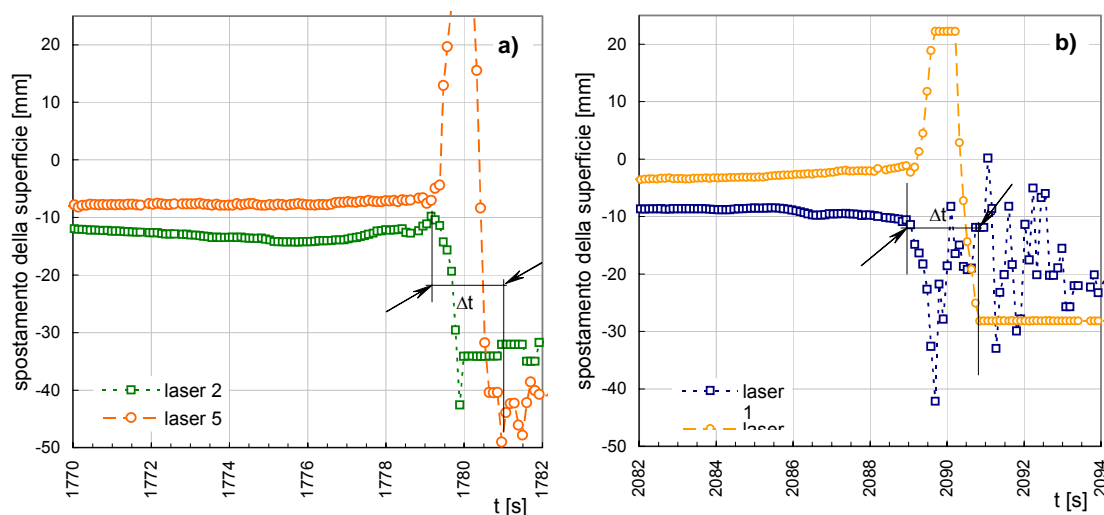


Figura 4.38 - Spostamenti della superficie nella fase di rottura: a) zona di destra (prima fase); b) zona in sinistra (seconda fase).

Prova C4

In questa prova il terreno è stato ricostituito ad una porosità del 65%, più bassa che nei casi precedenti. A tal fine, è stato imposto un contenuto d'acqua di 0.43, maggiore che negli altri casi. È stato adottato uno strato dello spessore di 10.2cm, e della lunghezza di 110cm.

La strumentazione utilizzata è indicata in tabella 4.8; l'ubicazione degli strumenti è riportata in figura 4.39. È stata imposta una pioggia dell'intensità di 60mm/h, che è stata interrotta 37 minuti dopo l'inizio e ripresa successivamente, dopo un intervallo di altri 37 minuti, fino alla rottura generale del pendio.

Tabella 4.8 - Strumentazione utilizzata nella prova C4.

Tipologia strumenti	n°	Posizione
Minitensiometri	7	zona di monte m2 (10cm) ^(*)
		zona centrale m5 (5cm) ^(*)
		m4 (10cm) ^(*)
		zona di valle m3-m6 (5cm) ^(*)
		m7-m8 (10cm) ^(*)
Trasd. di spostamento	5	zona di monte 1-2-4 zona di valle 3-5
Trasd. di pressioni neutre pcd81	3	zona di monte 1 zona centrale 2 zona di valle 3

(*) profondità della punta del tensiometro rispetto al piano campagna

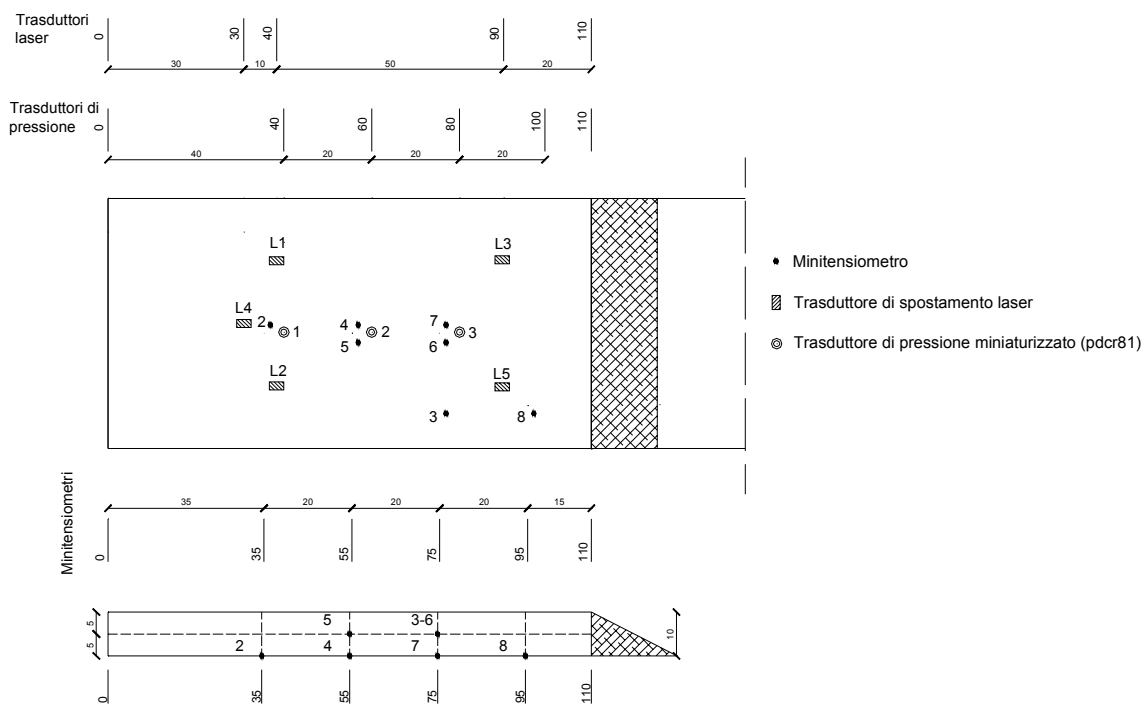


Figura 4.39 - Strumentazione installata nel corso della prova C4.

Nel corso dell'esperimento si è verificata una prima rottura, che ha coinvolto uno spessore di terreno di soli 2cm nella porzione centrale del pendio, 35 minuti dopo l'inizio della pioggia. Una rottura generale che ha interessato invece tutto lo spessore del deposito per una lunghezza di circa 90cm, si è manifestata circa 88 minuti dopo l'inizio della prova.

La risposta idraulica del pendio è illustrata in figura 4.40a dove sono riportate tutte le misure di suzione. Il tempo necessario per la saturazione del terreno è stato analogo a quello delle prove precedenti poiché, presumibilmente, la maggiore densità del deposito, e quindi la sua minore permeabilità, è stata compensata dal più elevato grado di saturazione iniziale (tab. 4.5).

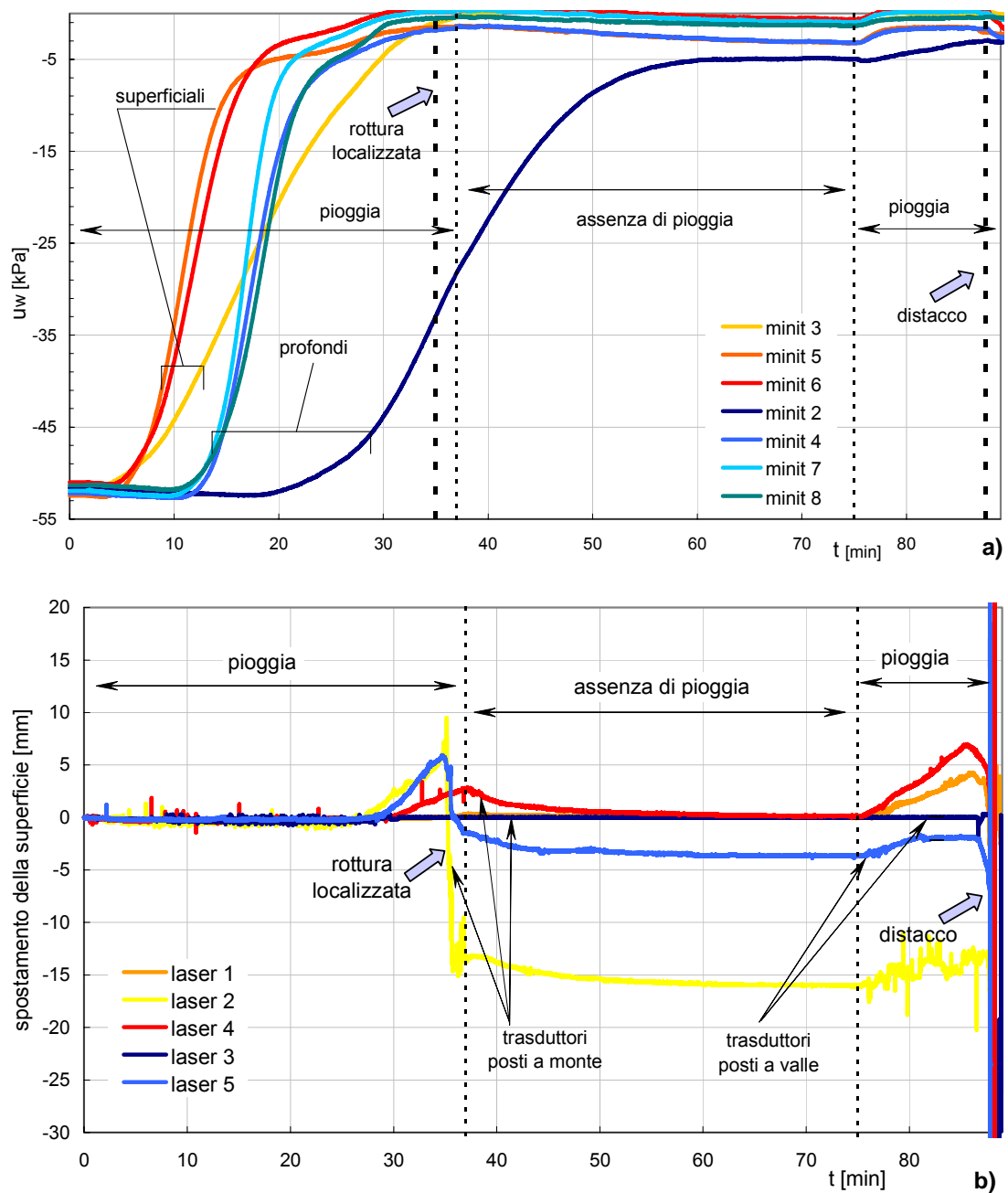


Figura 4.40 – Prova C3: a) suzione misurata a 5cm e 10cm di profondità; b) spostamenti della superficie del pendio.

Tutti gli strumenti hanno registrato valori iniziali di suzione contenuti in un campo molto ristretto ($51 \div 53 \text{ kPa}$) ad indicare l'elevata omogeneità del contenuto d'acqua. Gli strumenti superficiali hanno cominciato a risentire del processo d'infiltrazione dopo appena cinque minuti dall'inizio della pioggia, mentre si è dovuto attendere altri cinque minuti prima che anche gli strumenti profondi cominciassero a registrare variazioni di suzione. La risposta anomala del tensiometro n.2 potrebbe indicare un minore apporto d'acqua nella zona ove esso era collocato. Tuttavia, le misure di pressione neutra effettuate con il trasduttore pdcn n.1, ubicato nelle immediate vicinanze (fig. 4.42), contraddicono tale ipotesi ed anzi mostrano una risposta analoga a quella degli altri strumenti. È quindi più probabile che il tensiometro n.2 abbia risentito di qualche problema sperimentale, come ad esempio la presenza di bolle d'aria all'interno del circuito ovvero la non perfetta saturazione della punta. L'omogeneità del processo di saturazione del deposito è stata confermata dalle misure di tutti gli altri strumenti.

Sia nel corso del processo d'infiltrazione che nella fase di rottura il pendio ha mostrato un comportamento differente rispetto a quello osservato nelle esperienze svolte su strati di maggiore porosità. Infatti, alla progressiva saturazione del terreno, cui corrisponde una riduzione di suzione a tensione netta pressoché costante, si è accompagnato un collasso volumetrico di entità molto minore che negli altri casi. Ciò è dimostrato dagli spostamenti in superficie riportati in figura 4.40b. Nel corso dei primi 26 minuti, quando ormai si è verificata una riduzione di suzione dell'ordine di 50 kPa nell'intero spessore di terreno (fig. 4.40a), i cedimenti registrati dai cinque strumenti sono stati in media di appena 0.2 mm cui corrisponde una deformazione volumetrica dello 0.2% (un ordine di grandezza inferiore rispetto alle prove C2 e C3). Inoltre, non si sono osservate lesioni di rilassamento o meccanismi di rottura per taglio.

Le misure di suzione, pressione neutra alla base del deposito e spostamenti a piano campagna nella zona di monte e centrale ed in quella di valle sono riportati in figura 4.41.

La figura 4.41 mostra che ventisette minuti dopo l'inizio della prova i trasduttori di spostamento n.2 e n.4, collocati nella zona di monte, e quello n.5 posto a valle, segnalano un innalzamento graduale del piano campagna fino ad un valore

massimo di 7mm (fig. 4.40b). Trascorsi altri otto minuti, i trasduttori mostrano una rapida inversione di tendenza arrivando a segnalare un abbassamento del piano campagna rispettivamente di 15mm e di 2mm. Il trasduttore n.4, invece, registra un innalzamento continuo fino a 2.5mm. Tali misure sono congruenti con quanto è stato osservato durante la prova.

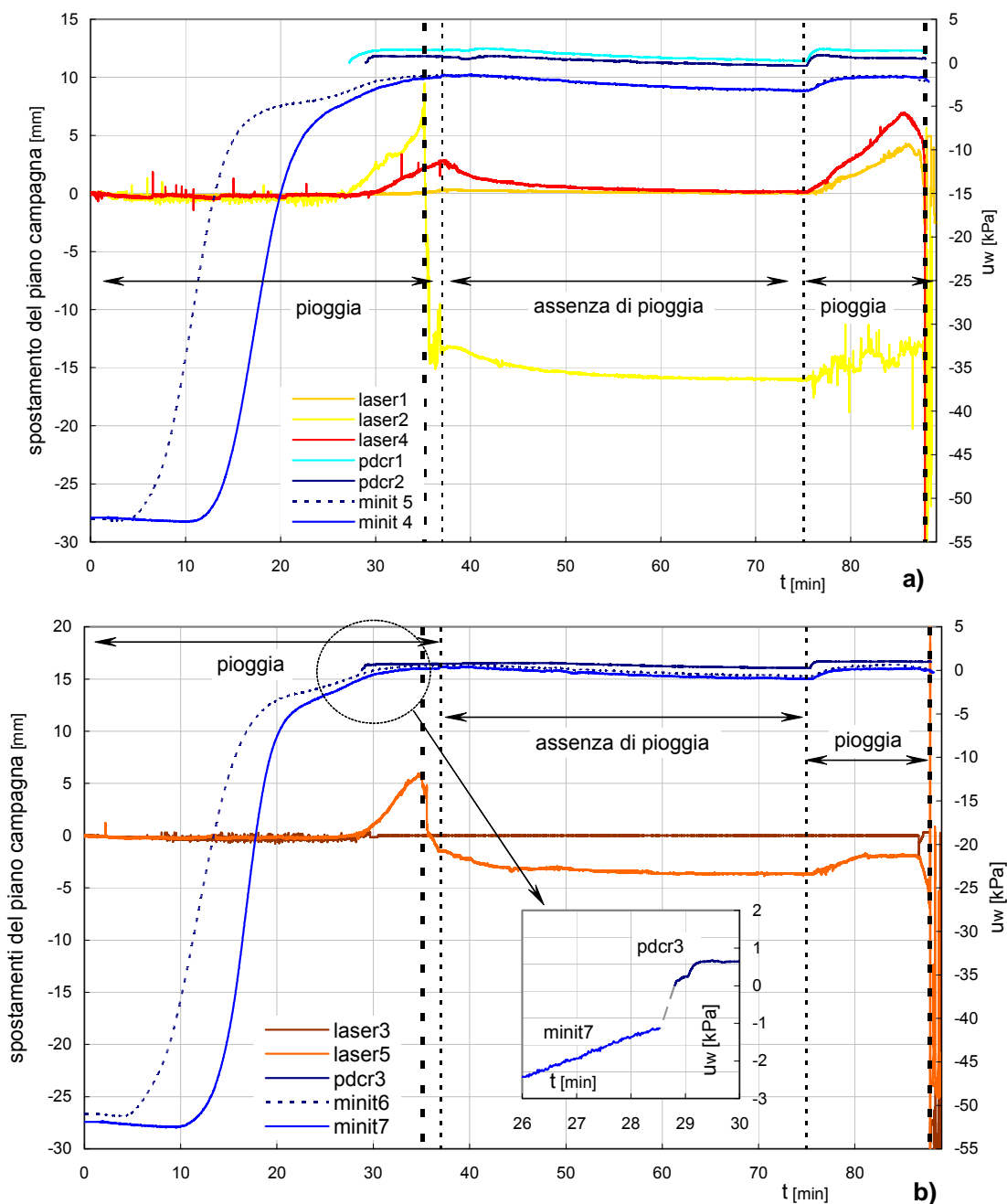


Figura 4.41 – Misure di suzione, spostamenti in superficie e pressioni neutre positive nella: a) zona di monte e centrale; b) zona di valle.

L'istante in cui in tale zona si verifica una rottura locale viene colto dai trasduttori n.2 e n.5; il primo, in particolare, registra il distacco di uno strato di terreno dello spessore di 1.5cm (fig. 4.40b). Sembra dunque che il collasso sia stato preceduto da un meccanismo di dilatanza che ha interessato la sola massa di terreno coinvolta nella rottura.

Contemporaneamente, attraverso le pareti di plexiglas, si è rilevato che il fronte d'infiltrazione ha ormai raggiunto la base del pendio, come è confermato dalle registrazioni dei trasduttori miniaturizzati che hanno iniziato a misurare pressioni positive nell'arco di due minuti (fig. 4.42). Anche in questo caso, vi è stato uno sfasamento temporale tra i valori registrati dai trasduttori e dai minitensiometri (fig. 4.41a e b). In questa fase (prima della interruzione della pioggia) le pressioni neutre hanno raggiunto un valore di 0.8kPa corrispondente ad un battente d'acqua pari allo spessore del pendio. L'ipotesi che il pendio si sia saturato completamente sembra confermata anche dalle misure tensiometriche che in alcuni punti del pendio, non solo alla base (minitensiometro n.7), ma anche alla profondità di 5cm (minitensiometri n.3, n.6), hanno indicato il completo annullamento della suzione (fig. 4.40a).

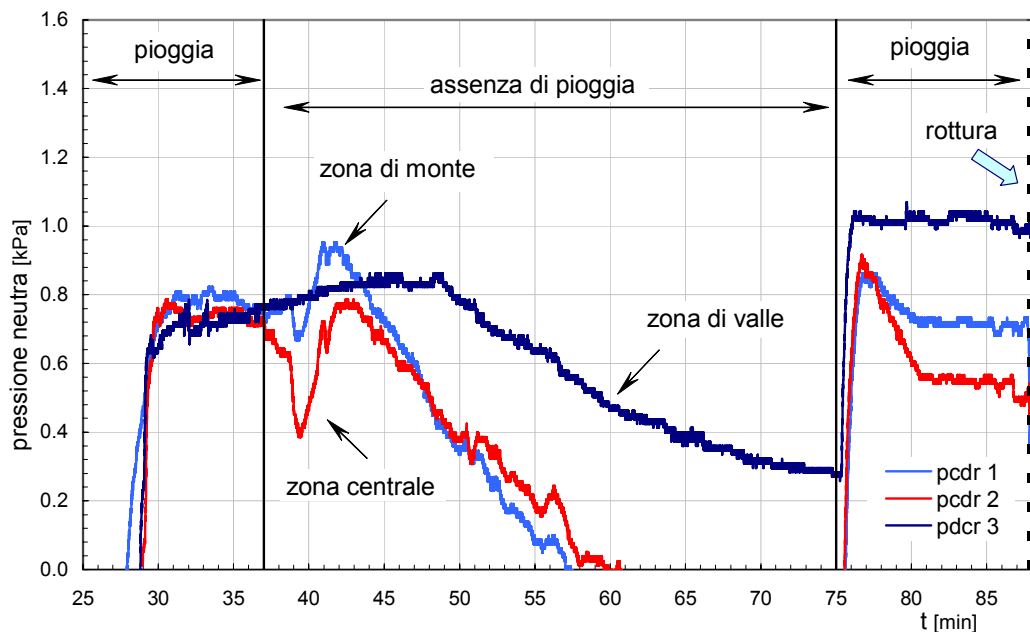


Figura 4.42 - Pressioni neutre alla base del pendio.

In corrispondenza della rottura superficiale sopra descritta, i trasduttori ubicati alla base del deposito non hanno misurato alcuna variazione di pressione. Nella foto 4.23a si può vedere il pendio qualche istante dopo la rottura.

Durante la fase di interruzione di pioggia, si è registrata una progressiva riduzione delle pressioni neutre in tutti i punti di misura alla base del deposito (fig. 4.42). Essa si è comunque verificata con un ritardo maggiore nella zona di valle dove le pressioni non si sono annullate completamente, come invece è avvenuto a monte. Prima della ripresa della pioggia il trasduttore n.3 ha registrato un valore di circa 0.25kPa. Ciò potrebbe indicare una difficoltà di drenaggio dell'acqua attraverso lo zoccolo, a causa della minore permeabilità dei terreni, ivi maggiormente addensati.

La desaturazione del deposito nella fase di interruzione della pioggia è stata evidenziata dall'incremento di suzione, anche se non molto marcato (circa 1.5kPa), mostrato da tutti gli strumenti (fig. 4.40a). Tali misure hanno confermato, quindi, che il deposito va progressivamente desaturandosi da monte verso valle. Il grado di saturazione medio resta comunque prossimo al valore unitario, attesi i modesti valori di suzione registrati. Alla progressiva desaturazione non si sono accompagnate significative deformazioni del terreno come evidenziato dalle misure di spostamento con i trasduttori laser (fig. 4.40b) attestati sui valori letti in precedenza.

Alla ripresa della pioggia (75° minuto), i trasduttori hanno registrato rapidi incrementi di pressione fino a valori di 1.0kPa. Anche i trasduttori di spostamento, ad eccezione del n.3, hanno segnalato nuovamente l'innalzamento del piano campagna fino a valori di 4.5mm (fig. 4.40b). Dopo 88 minuti dall'inizio della prova, in corrispondenza della parte centrale del pendio, si è verificata una rottura generale che ha coinvolto l'intero spessore di terreno (foto 4.23b). La massa in frana si è arrestata immediatamente dopo aver scavalcato il dreno. Dopo il fenomeno principale, per un altro minuto circa, al proseguire della pioggia, si sono continuati a verificare piccoli distacchi lungo il bordo della frana. In figura 4.43 è riportata la geometria del pendio a fine prova.



Foto 4.23 - Rottura del terreno: a) dopo 37 minuti; b) dopo 88 minuti dall'inizio della prova.

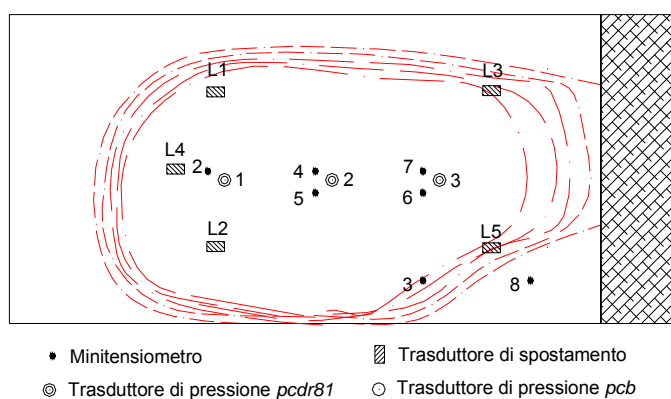


Figura 4.43 – Esperimento C4: superficie interessata dalla rottura.

Nella figura 4.44 sono riportate le pressioni neutre misurate nella sola fase di rottura generale e lo spostamento del piano campagna registrato dai laser n.4 e n.5. Il laser ubicato a monte (n.4) ha segnalato un abbassamento del piano campagna fino al raggiungimento del suo fondo scala. Quasi contemporaneamente il trasduttore di pressione ubicato nella stessa zona ha misurato una riduzione di pressione di circa 0.3kPa avvenuta in due secondi. Qualche frazione di secondo dopo che a monte si è verificata la rottura, il laser n.5 ha registrato il transito del materiale proveniente da monte, mentre i due trasduttori di pressione ivi installati non hanno misurato apprezzabili incrementi di pressione. La riduzione di pressio-

ne registrata a monte è dovuta probabilmente alla diminuzione di spessore dello strato.

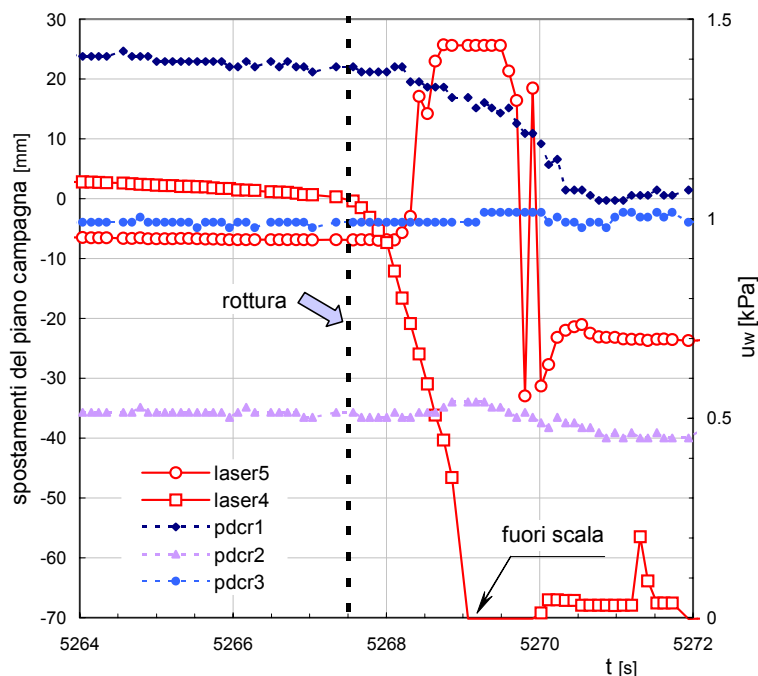


Figura 4.44 - Pressioni neutre e spostamenti a rottura.

Anche in questo caso è stato possibile stimare la velocità del movimento risultata pari a 20cm/s (fig. 4.45). La corrispondente accelerazione, pari a 8cm/s^2 , è circa la metà di quella riscontrata nelle prove precedenti.

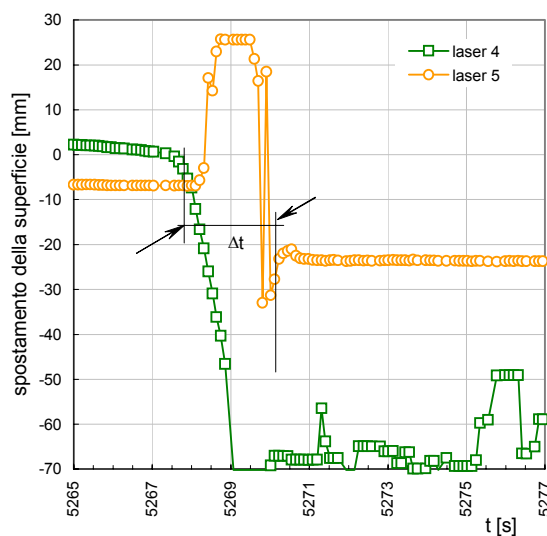


Figura 4.45 - Spostamenti della superficie del terreno nella fase di rottura.

Prova C5

Come già detto, la prova C5 aveva il fine di verificare il sistema di telecamere per ricostruire il campo di moto indotto dal collasso. La sperimentazione è stata svolta su di un modello dello spessore di 12cm e della lunghezza di 130cm, ricostituito ad una porosità del 73% con un contenuto d'acqua medio di 0.31. Si è imposta una pioggia con intensità di 60mm/h.

Da un punto di vista puramente qualitativo, il comportamento del pendio è stato analogo a quello delle altre esperienze effettuata sui terreni ricostituiti a porosità elevate. Anche in questo caso si sono registrati notevoli abbassamenti del piano campagna durante la fase di saturazione e la formazione di lesioni di rilassamento nella zona di monte. Prima del fenomeno di rottura generale, che ha coinvolto l'intero spessore nella zona di destra, si è avuta una rottura superficiale localizzata nella zona centrale di valle del pendio che ha interessato uno strato di appena 2cm ed ha prodotto la formazione di una nicchia con la classica forma a cucchiaio.

La prova è stata caratterizzata da continue interruzioni della pioggia per controllare ed, eventualmente, rettificare le impostazioni del sistema di ripresa. Solo nella fase finale della prova, della durata di circa 14min, la pioggia è stata continua. Il campo di moto descritto nel seguito riguarda esclusivamente tale fase.

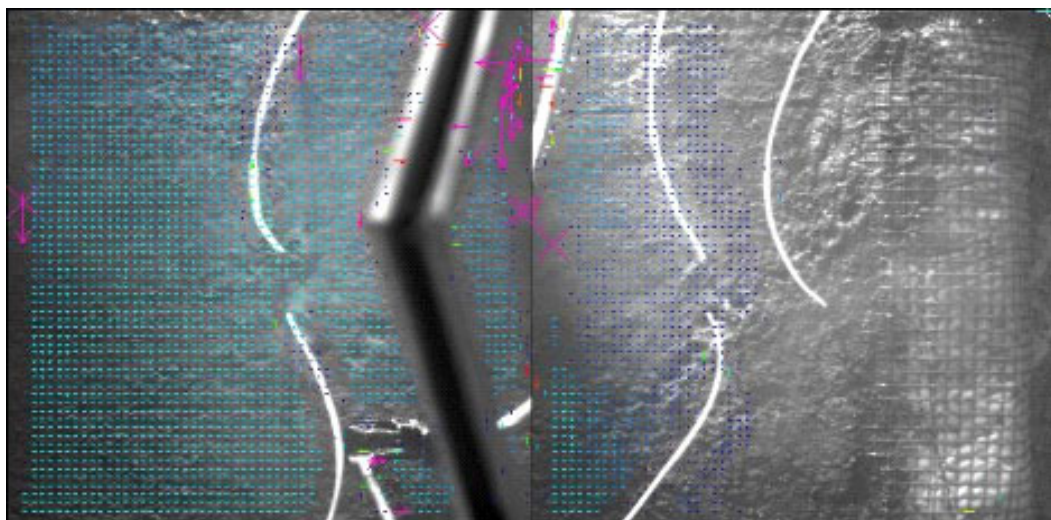


Figura 4.46 – Campo di moto nella fase pre-rottura.

In figura 4.46 viene riportato il campo di moto nella fase di pre-rottura. In tale fase della durata di 13 minuti, sono stati osservati spostamenti di entità modesta, dell'ordine di qualche millimetro, caratterizzati da velocità variabili dal millesimo di mm/s, nei primi 5 minuti, a valori di circa 0.04mm/s qualche istante prima della rottura (fig. 4.47a).

Nella figura 4.47 viene riportato l'andamento nel tempo della velocità rilevata lungo la sezione longitudinale indicata in figura 4.47d per le tre fasi di pre-rottura (fig. 4.47a), rottura (fig. 4.47b) e post-rottura (fig. 4.47c). Si può notare che, nella fase di pre-rottura, per ciascun intervallo di tempo considerato ($\Delta t = 60s$), i profili di velocità lungo la sezione monitorata si sono mantenuti pressoché uniformi ad eccezione che nella zona di valle (dalla progressiva 1100 alla progressiva 1600) a causa della presenza del sostegno al piede del pendio. Dunque, in questa fase, laddove non si risentiva della condizione di vincolo al piede, il moto è stato per lo più contraddistinto da una traslazione verso valle avvenuta in maniera uniforme in tutti i punti.

La fase di rottura è stata contraddistinta da un improvviso incremento della velocità (valutata ad intervalli di tempo di 2s) i cui valori sono cresciuti fino a 0.63mm/s nella zona centrale (dalla progressiva 500 alla 1100) e fino a quasi 0.8mm/s nella zona di valle. In tale fase, dunque, si è avuta un'inversione di tendenza, con la parte frontale della massa in movimento che si è spostata verso valle con velocità maggiore rispetto a quella retrostante. Inoltre, una parte del pendio localizzata, lungo la sezione di osservazione, a monte della progressiva 300, è rimasta pressoché ferma testimoniando il distacco della parte di pendio situata più a valle. Nella figura 4.47d è mostrata la lesione che ha separato la parte in movimento rispetto a quella ferma.

La posizione della lesione è individuabile anche dai grafici di figura 4.48, dove viene riportata l'evoluzione nel tempo del modulo della velocità in punti prefissati del sistema di riferimento nella zona di monte (progressive 100 e 300 in fig. 4.48a) e nella zona di valle (progressive da 500 a 1500 in fig. 4.48b).

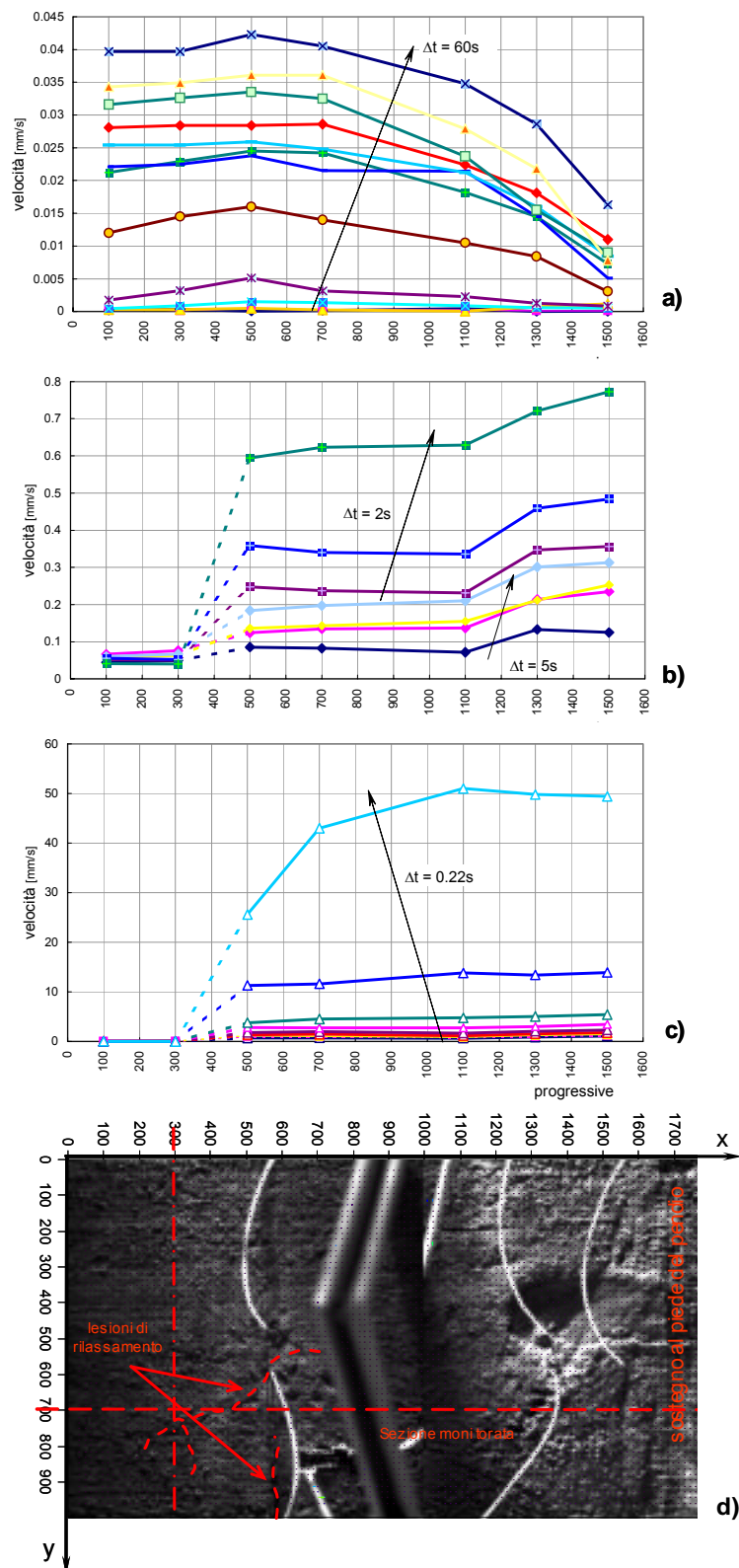


Figura 4.47 – Profili di velocità lungo una sezione longitudinale del pendio nella fase di: a) pre-rottura; b) rottura; c) post-rottura. d) Superficie del pendio nella fase pre-rottura.

È possibile notare che nei primi 13 minuti il campo di moto della zona di monte del pendio è risultato analogo a quello della zona di valle. In particolare, si è passati da un periodo iniziale di quattro minuti, in cui il pendio era praticamente fermo, ad un periodo della durata di due minuti in cui si sono iniziati a registrare i primi movimenti.

È seguita una fase in cui le velocità sono andate incrementandosi in maniera molto graduale fino a valori di circa 0.04mm/s, dopo di che il moto è risultato molto diverso nelle due zone. In quella di monte le velocità, dopo aver subito un repentino incremento, dovuto presumibilmente al rilassamento di tale porzione di pendio a causa del distacco a valle, sono andate annullandosi, mentre nella zona di valle le velocità si sono incrementate in maniera esponenziale.

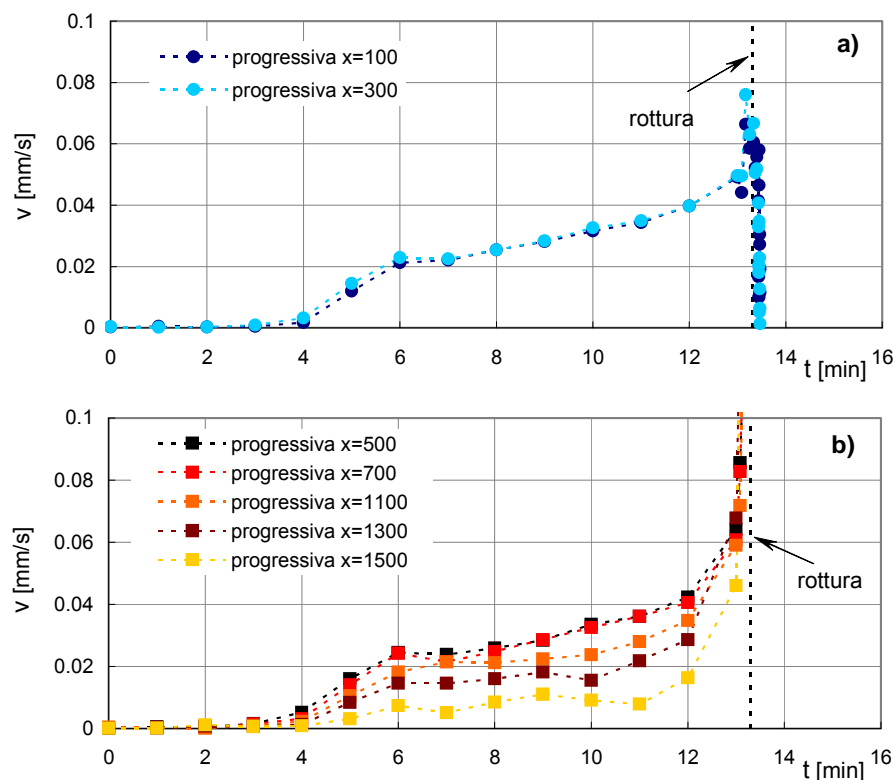


Figura 4.48 – Andamento della velocità a diverse progressive lungo la sezione $y=700$: a) nella zona di monte; b) nella zona di valle.

Successivamente il moto ha presentato velocità crescenti con gradienti molto elevati: si è passati da 0.8mm/s a circa 50mm/s nell'arco di appena 2.22 secondi

(fig. 4.47c): alla fine di tale fase la massa in frana aveva acquisito una accelerazione di 16cm/s^2 .

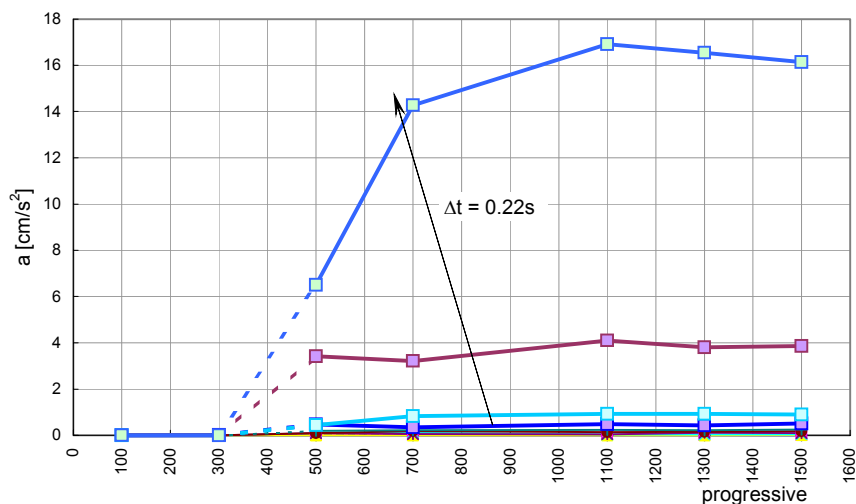


Figura 4.49 – Accelerazioni lungo la sezione di osservazione nella fase post-rottura.

Il campo di moto negli istanti finali del periodo di osservazione è riportato in figura 4.50, dove i vettori velocità sono rappresentati con frecce la cui lunghezza è proporzionale al loro modulo ed è evidenziata la superficie di taglio. Dall'assenza di vettori velocità nella direzione trasversale al pendio si deduce che il moto è risultato bidimensionale: in particolare, nel piano di osservazione, la massa si è mossa in un'unica direzione. Al generico istante di tempo non si sono osservate rilevanti variazioni della velocità, tranne che lungo il contorno destro. Queste sono mostrate dai fotogrammi registrati 1.78 e 2.00 secondi dopo la rottura (fig. 4.50) dove i vettori velocità assumono valori più elevati evidenziati rispettivamente dalle tonalità di azzurro e di giallo. Tale variazione è un effetto di bordo dovuto alla presenza della parete liscia.

Alcuni vettori velocità non conformi all'andamento generale del moto sono in realtà dovuti ad errori legati alla sovrapposizione dei due campi inquadrati dalle videocamere, nonché dalla presenza di oggetti (telaio di sostegno del laser e mini-tensimetri) al di fuori del piano di messa a fuoco. Nonostante ciò, la ricostruzione del campo di moto può ritenersi indicativa del comportamento reale del modello.

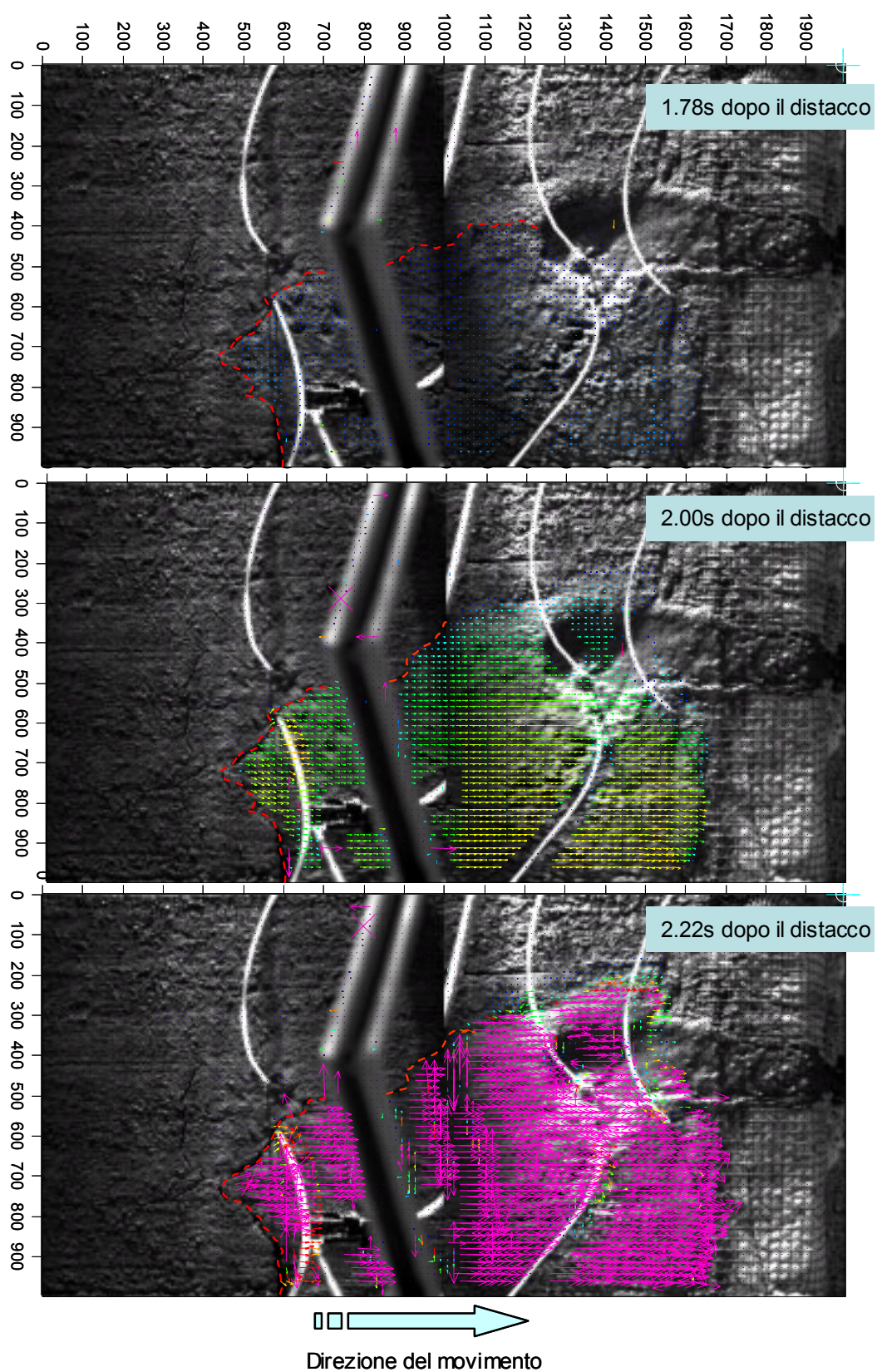


Figura 4.50 – Ricostruzione del campo di moto nella fase post-rottura.

Dalla liquefazione verso la fluidificazione

Negli esperimenti eseguiti su strati di terreno di minore densità si è osservato che, subito dopo la rottura, si verifica un repentino incremento delle pressioni neutre alla base del pendio seguito dall'accelerazione della massa in frana. Non conoscendo il reale stato tensionale del terreno all'atto della rottura, non è possibile verificare se gli incrementi di pressione neutra siano stati tali da causare la completa liquefazione del terreno e se, eventualmente, si sia avuta la transizione ad un processo di fluidificazione. Non potendo confrontare i valori delle pressioni neutre misurate la tensione media totale a rottura, di seguito tale confronto verrà effettuato con riferimento alla tensione verticale totale. Operando in questo modo si possono avere solo delle indicazioni approssimate sull'eventuale sviluppo di un fenomeno di completa liquefazione.

I valori della tensione verticale totale alla base del pendio (σ_v) nelle esperienze considerate sono indicati in tabella 4.9 dove sono anche riportate le caratteristiche geometriche (spessore dello strato h , altezza della colonna di terreno al di sopra della superficie di scorrimento H^*) e fisiche (n , S_r , γ) dello strato utilizzato per effettuare tali valutazioni. Nelle ultime quattro colonne sono riportati i valori più significativi delle pressioni neutre, negli istanti immediatamente precedenti e seguenti la rottura, nonché il valore di pressione che causa il galleggiamento della colonna di terreno al di sopra della superficie di scivolamento. La pressione di fluidificazione (u_{fluid}) è stata valutata come riportato al par. 2.3.

In base alle stime effettuate sembrerebbe che solo nel corso della prova C2 si sia avuto un fenomeno di completa liquefazione essendosi registrate, in media, pressioni neutre confrontabili con la tensione verticale totale. Nella fase evolutiva del processo di instabilità, il massimo valore di pressione misurato localmente (1.5kPa) è risultato molto maggiore della tensione verticale. Anche nel corso dell'esperimento C3 si sono registrati incrementi consistenti delle pressioni neutre in seguito alle deformazioni distorsionali indotte dal processo di rottura e, dunque, si può ritenere che vi sia stato il passaggio ad una condizione di deformazione non drenata o parzialmente non drenata. Tuttavia, sia le pressioni neutre a rottura che le sovrappressioni misurate nella fase successiva sono state di entità minore della

tensione verticale totale e non può ritenersi quindi che si sia avuto l'annullamento dello stato tensionale efficace.

Tabella 4.9. Caratteristiche del modello e stati tensionali.

Prova		h [m]	n	S_r	γ [kN/m ³]	ε_{v,medio}	H* [m]	σ_v [kPa]	u_{med} ⁽⁺⁾ [kPa]	Δu_{max} ⁽⁺⁾ [kPa]	u_{max} ⁽⁺⁾ [kPa]	u_{fluid} [kPa]
C2	pre-rottura	0.095	0.70	0.33	10.01	-	0.12	0.73	-	-	-	-
	rottura	0.085	0.67	1.00	15.27	0.10	0.11	1.00	0.69	-	-	-
	post-rottura	-	-	1.00	-	-	-	-	0.99	0.45	1.51	1.78
C3 ⁽¹⁾	pre-rottura	0.100	0.73	0.35	9.61	-	0.13	0.74	-	-	-	-
	rottura	0.091	0.70	1.00	14.75	0.09	0.12	1.03	0.04	-	0.05	-
	post-rottura	-	-	1.00	-	-	-	-	0.31	0.41	0.46	1.90
C3 ⁽²⁾	pre-rottura	0.100	0.73	0.35	9.61	-	0.13	0.74	-	-	-	-
	rottura	0.091	0.70	1.00	14.75	0.09	0.12	1.03	0.21	-	0.21	-
	post-rottura	-	-	1.00	-	-	-	-	0.50	0.29	0.50	1.90

⁽¹⁾ condizioni a rottura e post-rottura relative al I distacco

⁽²⁾ condizioni a rottura e post-rottura relative al II distacco

* altezza della colonna di terreno al di sopra della superficie di rottura

⁽⁺⁾ valori sperimentali

Tali considerazioni sono basate su misure locali di pressione e sono relative ai soli istanti iniziali della fase evolutiva del fenomeno d'instabilità. Come si siano modificate le pressioni neutre nel corso del successivo movimento non è noto, e dunque non è possibile verificare se, in seguito all'innescio della colata, le pressioni si siano ulteriormente incrementate sino a raggiungere il valore che compete alla massa di terreno fluidificata.

Per verificare l'eventuale passaggio dalla liquefazione alla fluidificazione, si è ricorso alla trattazione proposta da Iverson e Denlinger (2001), ripresa ed approfondita da Musso e Olivares (2003) (cfr. par. 2.3). A tal fine, per valutare il regime di flusso che si instaura in seguito all'innescio di una colata di fango, è stata effettuata una valutazione semplificata dei coefficienti di Bagnold e di Savage con riferimento alle prove B2, B5 e C5 che hanno presentato una chiara evoluzione in colata.

La formulazione dei suddetti coefficienti e dei relativi valori soglia, indicatori del passaggio da un tipo di comportamento della miscela ad un altro, sono stati ricavati con riferimento alla condizione di flusso stazionario e di mezzo monogranulare. Nel caso in esame, invece, si è in presenza di una miscela granulare assorti-

ta e si è lontani dalla condizione di stazionarietà. Infatti, nel breve arco di tempo seguente la rottura nel quale è stato possibile stimare le velocità di deformazione della massa in movimento, il moto è stato molto lontano dalla condizione di stazionarietà. D'altra parte non è stato possibile eseguire valutazioni delle velocità di deformazione nella fase di sviluppo della colata a causa dell'elevata rapidità del movimento e della perdita di riconoscibilità delle singole particelle all'interno della miscela. A causa delle suddette limitazioni, si ottengono stime solo indicative del regime di flusso che tenderebbe ad instaurarsi.

Per la stima di N_B e di N_S sono state fatte le seguenti assunzioni:

- diametro rappresentativo del terreno pari a 2mm;
- concentrazione omogenea e invariabilità temporale della miscela.

Occorre precisare che, relativamente alle prove di tipo B, le velocità di deformazione nella fase post-rottura sono state stimate sulla base di filmati realizzati con una videocamera di non elevata risoluzione e risultano, di certo, meno affidabili di quelle relative alla prova C5.

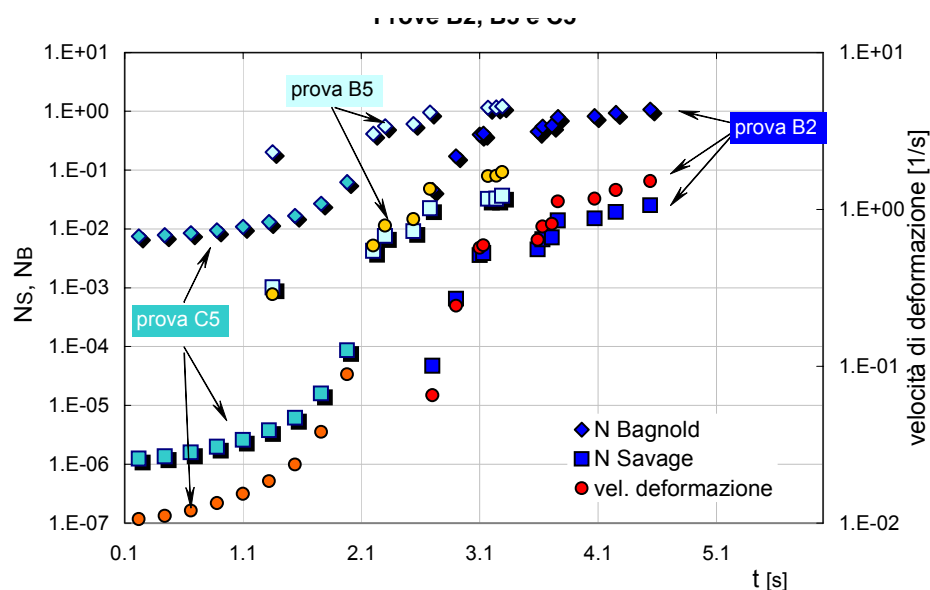


Figura 4.51 – Stima dei numeri di Bagnold e Savage.

I risultati delle elaborazioni sono rappresentati in figura 4.51. I valori assunti dai numeri di Bagnold e di Savage hanno un andamento crescente nel tempo. In particolare, il numero di Savage approssima il valore limite di transizione (pari a

0.1) già nei primi istanti seguenti la rottura, a differenza di quello di Bagnold che, nel periodo di osservazione, si mantiene ben al di sotto del relativo valore di transizione (pari a 200). Ciò potrebbe essere sintomatico del fatto che, nel ristretto tempo di indagine, il moto non ha ancora assunto i caratteri di regime a comportamento collisionale. Tuttavia il trend di crescita mostra chiaramente, in special modo per la prova C5, che il flusso tende ad acquisire le caratteristiche tipiche di un flusso viscoso.

4.4 - SINTESI DEI RISULTATI

Mediante un modello fisico di pendio è stato possibile riprodurre l'innescò di colate di fango in terreni granulari di natura piroclastica parzialmente saturi.

Il fenomeno è stato riprodotto mediante un sistema capace di provocare una pioggia artificiale di intensità costante. Tutti gli esperimenti sono stati eseguiti con un'inclinazione del modello di 40°. Durante il corso delle prove è stato eseguito il monitoraggio della suzione nella fase di saturazione, degli spostamenti del piano campagna e delle pressioni neutre alla base del deposito nella fasi precedenti la rottura. Mediante una serie di prove su terreni caratterizzati da una differente porosità iniziale è stata studiata l'influenza della densità sul meccanismo di rottura e sulle caratteristiche cinematiche post-rottura. I dati principali di ciascuna prova sono riportati in tabella 4.10.

In generale, l'intero processo che conduce all'innescò della rottura si è svolto in 30÷180 minuti, in funzione dell'intensità e della legge di pioggia adottata nonché dalle caratteristiche iniziali del terreno. La rottura è sopraggiunta in seguito alla saturazione del deposito ad eccezione che nel corso della prova B3, eseguita su terreni di maggiore permeabilità.

Sebbene ciascuna prova abbia presentato le sue peculiarità, è stato possibile osservare due differenti comportamenti del terreno in funzione della sua densità iniziale. Come già chiarito in precedenza il comportamento non drenato del terreno dovrebbe essere riguardato con riferimento alla porosità a rottura e non a quella iniziale.

Tabella 4.10 - Caratteristiche degli esperimenti.

Prova		Condizioni iniziali								Condizioni a rottura					Condizioni post-rottura			Tipologia movimento
	i	L	h	w	($u_a - u_w$)	n	e	S_r	$t_{sat}^{(*)}$	$\varepsilon_{v,medio}$	e	h_{medio}	S_r	$z^{(**)}$	$\Delta u_{max}^{(+)}$	v	a	
	[mm/h]	[cm]	[cm]		[kPa]	[%]			[min]	[%]		[cm]		[cm]	[kPa]	[cm/s]	[cm/s ²]	
B0	20	100	8.0	0.18	70	62.6	1.67	0.28	-	0	1.67	8.0	-	2÷4	-	0.8	-	scorrimenti multipli retrogressivi
B1	20	100	8.0	0.30	52÷54	70.8	2.42	0.32	178	3.9	2.29	7.7	1.00	7.7	-	8.0	-	colata di fango
B2	40	120	12.0	0.25	56÷58	67.7	2.09	0.31	72	2.9	2.00	11.7	1.00	11.7	-	15.1	-	colata di fango
B3	40	120	9.5	0.30	32	70.0	2.33	0.33	-	0	2.33	9.5	-	9.5	-	-	-	scorrimento
B4	40	120	10.0	0.32	29	63.2	1.72	0.48	48	0	1.72	10.0	1.00	-	-	-	-	scorrimento
B5	40	100	8.8	0.35	20	69.0	2.23	0.41	75 [^]	3.1	2.13	8.5	1.00	8.5	-	15.5	-	colata di fango
C1	80	100	16.0	0.31	62÷76	71.1	2.46	0.33	50 [^]	2.6	2.37	15.6	1.00	5÷15	-	-	-	colata di fango
C2	60	110	9.5	0.30	65÷76	70.4	2.38	0.33	29÷31	10.1	2.04	8.5	1.00	8.5	0.45	26.5	14.7	colata di fango
C3	60	110	10.0	0.37	53÷63	73.1	2.72	0.35	29÷34	9.0	2.38	9.1	1.00	9.1	0.46	28.0	15.0	colata di fango
C4	60	110	10.2	0.43	51÷53	65.0	1.86	0.60	28÷29	0.2	1.85	10.2	1.00	2÷4÷10.2	0	20.0	8.0	scorrimento con evol. in colata
C5	60	130	11.5	0.31	-	72.7	2.66	0.30	-	-	-	-	-	11.5	-	5*	16*	colata di fango

(*) tempo necessario per la saturazione di uno strato infinitesimo alla base del pendio

[^] prove nelle quali la saturazione è stata raggiunta in seguito a periodi alterni di pioggia ed assenza di pioggia

(**) profondità della superficie di rottura

(+) incrementi di pressioni neutre alla base del pendio

* velocità ed accelerazioni istantanee all'atto della rottura

Nel corso della sperimentazione gli strati ricostituiti con una densità minore hanno continuato a conservare fino a rottura una porosità più elevata, pur subendo una maggiore riduzione di volume durante la fase di saturazione (fig. 4.52). Per questo motivo, per differenziare i diversi tipi di comportamento, ci si può riferire indistintamente sia all'indice dei pori iniziale che a quello a rottura. Distinguendo fra terreni sciolti ($n \geq 70\%$) e terreni mediamente addensati ($n < 70\%$), sono stati distinti due diversi tipi di comportamento, per ciascuno dei quali sono state evidenziate quattro fasi, come illustrato nel seguito e nella figura 4.52.

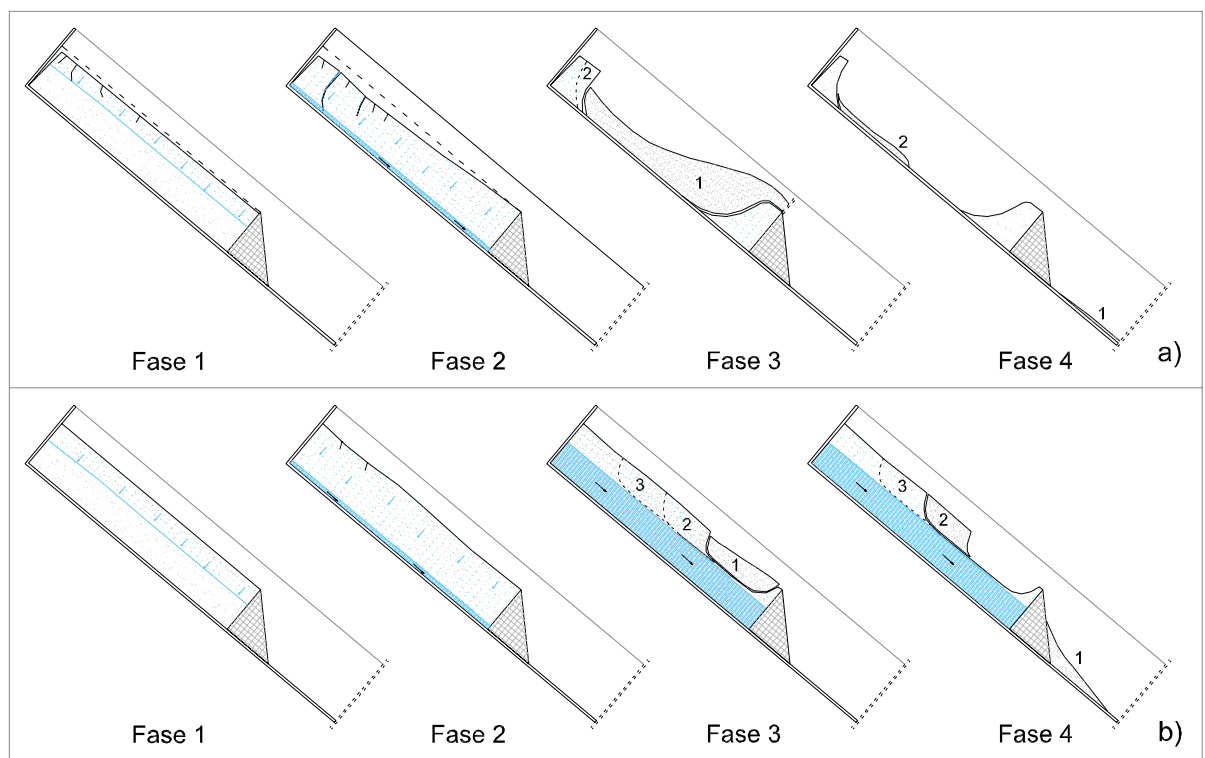


Figura 4.52 – Comportamento di terreni ricostituiti a porosità iniziali: a) elevate ($n \geq 70\%$); b) medie ($n < 70\%$).

Fase 1: infiltrazione

Il processo di infiltrazione determina una progressiva riduzione di suzione. Il fronte umido avanza mantenendosi pressoché parallelo alla superficie del pendio. Durante la saturazione sono distinguibili due periodi: una prima fase, della durata di circa 1/3 della durata complessiva del processo di saturazione,

in cui si registrano variazioni di suzione più marcate in superficie e meno accentuate in profondità; una seconda fase, anch'essa della durata di 1/3 del processo di saturazione, caratterizzata dai gradienti di suzione più elevati, durante la quale il contenuto d'acqua tende progressivamente ad omogeneizzarsi all'interno del deposito.

Nel corso delle esperienze su depositi molto sciolti ($n \geq 70\%$), alla prima fase di saturazione, si associano cedimenti del piano campagna dovuti essenzialmente al solo collasso volumetrico. Dopo pochi minuti dall'inizio della prova, si osserva il distacco del pendio dalla parete di monte. Al proseguire del processo di saturazione, lungo le pareti laterali del canale si iniziano ad osservare discontinuità di trazione che si formano a partire dalla superficie (lesioni di rilassamento) e che mano a mano si approfondiscono e si incurvano. Esse di solito interessano spessori di materiale pari a circa $1/5 \div 1/3$ dello spessore complessivo del deposito di terreno. In tale fase si hanno i maggiori gradienti di suzione, prima negli strati superficiali, poi in quelli più profondi. Globalmente si continua ad osservare una riduzione di volume. Osservazioni effettuate nel corso della prova C5 tramite la tecnica PIV, mostrano che in questa fase gli spostamenti a piano campagna sono modestissimi e risultano caratterizzati da velocità di circa 10^{-4} mm/s.

Nei pendii ricostituiti a porosità minore ($n < 70\%$) non si misurano variazioni apprezzabili di densità, né si osservano distacchi dalla parete di monte e formazioni di lesioni di rilassamento.

Fase 2: pre-rottura

In questa fase, il fronte umido raggiunge la base del pendio e si nota che i valori più bassi di suzione competono alle zone più profonde. Questa inversione di tendenza è associabile alla formazione di una falda sul fondo che causa l'incremento dal basso verso l'alto del grado di saturazione. Gradualmente i valori di suzione si portano a pochi kPa lungo tutto lo spessore del pendio. Successivamente, sul fondo del canale si iniziano ad instaurare pressioni neutre positive, dovute alla formazione di un battente d'acqua, che vanno aumentando gradualmente nel tempo. In alcuni casi, le pressioni neutre rag-

giungono valori maggiori di quelli che si verificherebbero in presenza di un moto di filtrazione parallelo al pendio con falda a piano campagna. Ciò potrebbe dipendere da una riduzione dell'inclinazione del flusso a causa dell'eterogeneità della permeabilità del deposito. In accordo con Wang e Sassa (2001), non è da escludere tuttavia che, durante tale fase, si verifichino delle deformazioni locali rapide e parzialmente non drenate.

Contestualmente, nei pendii con porosità più elevata, le lesioni formatesi in precedenza si approfondiscono ulteriormente. Pertanto, il comportamento del deposito non può più ritenersi omogeneo e si iniziano ad osservare spostamenti più significativi degli strati superficiali di terreno. Nella zona di valle a tergo del dreno si ha un addensamento del deposito per l'effetto combinato della compressione da parte della zona di monte e della riduzione della suzione. Alla fine di questa fase, sono state stimate deformazioni volumetriche medie variabili tra il 3% ed il 10%.

I pendii più densi continuano a comportarsi in maniera pressoché omogenea e non si osservano aperture di lesioni né lungo i bordi né sulla superficie del deposito. Nel corso delle prove eseguite con un'intensità di pioggia maggiore, si manifestano, invece, fenomeni di erosione superficiale. Le deformazioni volumetriche medie sono, in questo caso, modestissime (0.2% nella prova C4).

Fase 3: rottura

La fase di rottura si manifesta con caratteristiche differenti nei due diversi tipi di esperimenti.

Nel caso dei depositi più sciolti la rottura sopraggiunge in maniera repentina e si esaurisce nell'arco di pochi secondi. Essa coinvolge di norma l'intero spessore del deposito, si localizza lungo una superficie di scorrimento che si forma alla base del pendio ed affiora in superficie nella zona di monte.

I depositi ricostituiti con porosità iniziali minori ($n < 70\%$) sono invece caratterizzati dalla formazione di scorrimenti superficiali. In generale, la rottura avviene in più fasi e interessa inizialmente solo spessori modesti del pendio che subiscono lenti scorrimenti retrogressivi. In alcuni casi, al proseguire della pioggia, viene mobilitata la parte restante dello strato. In particolare, si osser-

va che all'aumentare della densità il fenomeno di rottura interessa spessori e volumi sempre più ridotti.

Fase 4: post-rottura

Così come nella fase di rottura, anche l'evoluzione del fenomeno assume caratteristiche fondamentalmente differenti in funzione della densità del terreno. Nei pendii di maggiore porosità, in seguito all'inizio dei movimenti, insorgono repentini incrementi di pressioni neutre alla base del pendio che non si registrano prima dell'inizio della rottura (condizioni non drenate). Tali sovrappressioni sono risultate variabili da un minimo di 0.2kPa ad un massimo di 0.45kPa. Questi valori sono in accordo con quelli riscontrati da Wang e Sassa (2001) nella sperimentazione effettuata su depositi di sabbie limose del medesimo spessore. Valori più elevati di sovrappressioni neutre sono riportati da Eckersley che, nella sperimentazione su depositi di scarti di miniera dello spessore di circa 1m, registra valori variabili tra 0.7kPa e 1.7kPa. Incrementi di pressioni neutra superiori ad 8kPa sono riportati da Okura et al. (2002), ma essi non appaiono confrontabili con quelli relativi alle altre esperienze sopra riportate in quanto prodotte da un differente meccanismo di sollecitazione. Tali incrementi di pressione neutra sembrano indicare l'innesco di un fenomeno di liquefazione che deve essere considerato come un risultato del processo di rottura piuttosto che come la sua causa. Poiché i trasduttori di pressioni neutre sono fissi, non è stato possibile misurare l'evoluzione delle pressioni neutre nella massa in moto.

Il corpo di frana assume una velocità crescente: si passa da velocità dell'ordine di 0.1mm/s fino a valori superiori a 50mm/s (corrispondenti accelerazioni da $5 \cdot 10^{-3} \text{ cm/s}^2$ fino a 15 cm/s^2). Nei terreni sciolti la massa di terreno assume rapidamente le caratteristiche di una colata presentandosi come un fango nel quale non sono più distinguibili le particelle. La massa continua a colare senza arrestarsi neppure al cambio di pendenza situato pochi decimetri oltre il piede del deposito e le particelle appaiono trasportate in sospensione dall'acqua. Sulla base di alcune considerazioni, è ipotizzabile che, in questa

fase, il comportamento del miscuglio acqua-terreno tenda a passare da un regime attritivo ad uno collisionale.

Nei terreni più densi non insorgono significative sovrappressioni neutre ed il processo sembra restare drenato. Il movimento ha le caratteristiche di uno scorrimento piuttosto che di una colata.

CONCLUSIONI

La presente tesi ha riguardato lo studio dei meccanismi d'innesco delle colate di fango, con particolare riferimento a quelle che negli ultimi anni hanno coinvolto depositi superficiali di ceneri vulcaniche parzialmente saturi nella regione Campania. In particolare, lo studio è stato rivolto allo studio di fenomeni originatisi in seguito ad eventi meteorici di notevole intensità e durata.

Il lavoro è stato sviluppato in tre fasi:

- la prima, volta a riassumere i contributi teorici e sperimentali forniti, in tale campo, dalla ricerca;
- la seconda, volta al monitoraggio delle pressioni neutre all'interno della copertura piroclastica di un versante che nel 1999 subì una catastrofica evoluzione in colata;
- la terza, di carattere sia progettuale che sperimentale, finalizzata alla messa a punto di un modello fisico di pendio strumentato ed allo studio delle fasi di pre-rottura, rottura e post-rottura di pendii modello in terreni piroclastici mobilitati da una pioggia artificiale.

L'analisi bibliografica ha suggerito che la formazione di colate di fango può essere attribuita all'insorgere di un fenomeno di liquefazione statica ed ha individuato nella modellazione fisica un utile strumento per verificare tale ipotesi. Sia i contributi teorici che sperimentali riportati in letteratura sono stati per lo più rivolti al caso di depositi saturi di terreni granulari posti a copertura di versanti di moderata pendenza. L'esperienza campana mostra invece un differente scenario, dal momento che i depositi interessati da tali fenomeni sono parzialmente saturi e ricoprono versanti molto acclivi. Era dunque necessario indagare con attenzione le particolari condizioni che conducono alla loro rottura, e valutare le condizioni per le quali si verifica l'evoluzione in colata.

Per lo studio di questo problema è stato avviato il monitoraggio del versante di Cervinara mediante un pluviometro ed una serie di tensiometri collocati a differenti profondità all'interno del pacchetto stratigrafico. La distribuzione delle pressioni neutre e le modalità con cui esse si modificano in occasione degli eventi meteorici sono state indagate per circa due anni. Il monitoraggio ha evidenziato che la risposta idraulica del versante dipende dalla diffusività idraulica dell'intero deposito. In particolare, in corrispondenza di piogge prolungate, è stato possibile osservare un ritardo nel processo di saturazione degli strati più profondi a causa della particolare struttura stratigrafica che presenta, interposti tra gli strati di cineriti, due livelli pressoché continui di pomici. In base ai dati sperimentali raccolti, si è proceduto ad una prima taratura di un modello numerico del processo d'infiltrazione che consente, in prospettiva, di individuare le piogge critiche per la stabilità del versante.

Il monitoraggio ha altresì evidenziato che il versante resta stabile anche per valori di suzione molto modesti, e ciò lascia presumere che, laddove un evento meteorico sia in grado di innescare la rottura, questa avvenga quando il terreno è praticamente saturo.

Nella terza fase della ricerca si è passati ad investigare i meccanismi che intervengono nella formazione di una colata. A tal fine è stato messo a punto un modello fisico. Gli esperimenti sono stati effettuati su pendii modello costituiti da ceneri vulcaniche parzialmente sature, con inclinazione di 40° , pari a quella del versante di Cervinara, di poco maggiore dell'angolo d'attrito del materiale investigato (38°). La rottura è stata provocata da piogge artificiali. L'effetto della densità del terreno, sulla generazione di sovrappressioni neutre a rottura e sulle caratteristiche cinematiche post-rottura è stato indagato attraverso una serie di esperienze su terreni ricostituiti a differenti porosità iniziali.

La sperimentazione ha mostrato che, in ogni caso, la rottura si manifesta in seguito all'annullamento della suzione, ma il meccanismo di collasso e la seguente evoluzione del processo risulta fortemente influenzato dalla porosità del terreno a rottura. In particolare, nel caso di terreni di elevata porosità, a rottura, si genera un incremento di pressioni neutre che, in alcuni casi, è tale da causare la liquefa-

zione statica del terreno. In questi casi si sono generate delle tipiche colate di fango. Nei terreni di minore porosità non si sono registrate variazioni significative delle pressioni neutre ed il movimento seguente la rottura è stato di tipo scorrimento.

I futuri sviluppi della ricerca potranno essere indirizzati ad indagare, in maniera sistematica, i valori critici della porosità del terreno per i quali questo è suscettibile di evolvere in colata di fango, in relazione alle altre variabili del problema.

BIBLIOGRAFIA

- Aitchison G.D., 1965. *Moisture Equilibria and Moisture Changes in Soil Beneath Covered Areas*. Symp. in Print. G.D. Aitchison Ed., Australia, Butterworths, pp. 278.
- Al-Khafaf S. & Hanks R.J., 1974. *Evaluation of the Filter Paper Method for Estimating Soil Water Potential*. Soil Sci., vol. 117, pp. 194-199.
- Anderson S.A. & Sitar N., 1995. *Analysis of rainfall-induced debris flow*. J. Geotech. Eng. 121, 7, pp. 544-552.
- Bagnold R.A., 1954. *Experiments on a gravity-free dispersion of large solid spheres in a Newtonian fluid under shear*. Proc. Roy. Soc., London, Series A, 225, pp. 49-63.
- Bear J., 1972. *Dynamics of fluids in porous media*. American Elsevier publishing Company, New York.
- Beverage J.P. & Culbertson J.K., 1964. *Hyperconcentrations of suspended sediment*. J. of the Hydraulics Division ASCE, vol. 90, n. HY6.
- Blight G.E. & Fourie A.B., 2003. *A review of catastrophic flow failures of deposits of mine waste and municipal refuse*. Proc. Int. Conf. on Fast Slope Movements – Prediction and Prevention for Risk Mitigation, Napoli.
- Brand E.W., 1981. *Some thoughts on rainfall induced slope failures*. Proc. X Int. Conf, Soil Mechanics and Foundation Engineering, pp. 373-376.
- Brooks R.H. & Corey A.T., 1964. *Hydraulic properties of porous media*. Colorado State Univ. Hydrol., Paper n.3, pp. 27.
- Broughton S.E., 1992. *Documentation and evaluation of mine dump failures for mines in British Columbia*. Victoria, Ministry of Energy, Mines and Petroleum Resources, British Columbia Mine Rock Pile Research Committee.
- Brown R.W. & Collins J.M., 1980. *A Screen-Caged Thermocouple Psychrometer and Calibration Chamber for Measurements of Plant and Soil Water Potential*. Agron. J., vol. 72, pp. 851-854.
- Campbell S.G. & Gee W.G., 1986. *Water potential: miscellaneous methods*. In Methods of Soil Analysis, part 1, Physical and Mineralogical Methods, Agronomy Monograph n.9, Klute A. ed., American Society of Agronomy, Soil Science Society of America, Madison (WI USA), pp. 619-633.

- Casagrande A., 1975. *Liquefaction and cyclic deformation of sands - A critical review*. Proc. V Panamerican Conference, Soil Mechanics and Foundation Engineering, 3, Buenos Aires, pp.70-133.
- Casagrande, A., 1976. *Liquefaction and cyclic deformations of sands - A critical review*. Harvard Soil Mechanics Series, 88, Cambridge, Massachussets.
- Cascini L. & Sorbino G., 2002. *Soil suction measurements over large areas: case study*. Proc. III Int. Conf. on Unsaturated Soils, UNSAT2002, Recife, vol. 2, pp. 829-834.
- Cascini L. & Sorbino G., 2003. *The contribution of soil suction measurements to the analysis of flowslide triggering*. Proc. Int. Conf. on Fast Slope Movements – Prediction and Prevention for Risk Mitigation, Napoli.
- Cascini L., Guida D., Romanzi G., Nocera N., Sorbino G., 1998. *A preliminary model for the landslides of May 1998 in Campania Region*. Proc. II Int. Symp. on the Geotechnics of Hard Soils-Soft Rocks, 3, Napoli, pp. 1623-1649.
- Castro G. & Poulos S.J., 1971. *Factors affecting liquefaction of sands and cyclic mobility*. J. Geotech. Eng. Div. ASCE, 103, GT6, pp. 501-516.
- Castro G. & Poulos S.J., 1977. *Factors affecting liquefaction and cyclic mobility*. ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division, 103 (GT6), pp. 501-516.
- Castro G., Poulos S.J., Leathers F.D., 1985. *Re-examination of Slide of Lower san Fernando Dam*. ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division, 111, n.9, pp. 1093-1107.
- Castro G., Seed R.D., Keller T.O., Seed R.B., 1992. *Steady State Strength Analysis of Lower San Fernando Dam Slide*. ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division, 118, vol. 3, pp. 406-427.
- Chu J., Leroueil S., Leong W.K., 2001. *Unstable behaviour of sand and its implications for slope instability*. Canadian Geotechnical Journal (sottoposto per pubblicazione).
- Clapperton C.M., Hamilton P., 1971. *Peru beneath its eternal threat*. The Geographical Magazine XLIII, pp. 632-639.
- Corominas J., 1996. *The angle of reach as a mobility index for small and large landslides*. Canadian Geotech. J. 33, pp. 260-271.
- Costa J.E., 1984. *Physical geomorphology of debris flows*. In Costa J.E. and Fleisher P.J. eds., *Developments and Applications in Geomorphology*: Springer Verlag.
- Cruden D.M. & Varnes D.J., 1996. *Landslide types and processes*. In Turner A.K. and Schuster R.L. eds., *Landslides Investigation and Mitigation*, Transportation Research Board, US National Research Council, Special Report 247, Washington, DC.

- Damiano E. & Olivares L., 2002. *Meccanismi di innesco di colate detritiche in terreni piroclastici*. Proc. Incontro annuale dei ricercatori di Geotecnica, Napoli.
- Davies T.R.H. 1982. *Models for disastrous mass movements*. Rock Mechanics, 24.
- Davies T.R.H., 1982. *Spreading of rock avalanche debris by mechanical fluidization*. Rock Mechanics, 15, pp. 9-24.
- Deangeli C., 1997. *Metodologie di studio delle colate rapide: modelli fisici, matematici e numerici*. Tesi di dottorato, Politecnico di Torino.
- Del Prete M. & Del Prete R., 1999. *Il caso di Quindici (AV) del 5 maggio 1998 nel quadro dei movimenti di massa distruttivi delle coltri piroclastiche della Campania occidentale*. Quaderni di Geologia Applicata, 6, pp. 79-102.
- Del Prete M., Guadagno F.M., Hawkins A.B., 1998. *Preliminary report on the landslides of 5 May 1998, Campania, southern Italy*. Bull. Eng. Geol. Env., 57, pp. 113-129.
- De Matos M.M., 1988. *Mobility of soil and rock avalanches*. Thesis of Ph.D., University of Alberta, Department of Civil Engineering.
- de Riso R., Budetta P., Calcaterra D., Santo, A., 1999. *Le colate rapide in terreni piroclastici del territorio campano*. Atti della Conferenza Previsione e Prevenzione di Movimenti Franosi Rapidi, Trento, pp. 133-150.
- Dietrich W.E. & Sitar N., 1997. *Geoscience and geotechnical engineering aspects of debris-flow hazard assessment*. Invited Overview Paper, in Debris-flow Hazards Mitigation: Mechanics, Prediction and Assessment, Chen C.L. ed., Proc. of the I Int. Conf. San Francisco, ASCE, pp. 656-676.
- Eckart W., Faria S., Hutter K., Kirchner N., Pudasaini S., Wang Y., 2002. *Particle Image Velocimetry (PIV) for Granular Avalanches on Inclined Planes*. Chap.7 in Continuum Description of Granular Materials, vol.2, Spring school at the Department of structural and Geotechnical Engineering, Politechnical Institute, Torino, 8-12 Aprile, pp. 179-218.
- Eckersley J.D., 1990. *Instrumented laboratory flowslides*. Géotechnique 40, 3, pp. 489-502.
- Ellen S.D. & Fleming R.W., 1987. *Mobilization of debris flows from soil slip, San Francisco Bay region, California*. Rev. In Eng. Geol., VII, Debris flow / Avalanches: process, recognition and mitigation, J.E. Costa & Wieczorek eds, Geol. Soc. of America, Boulder, Colorado, pp. 31-40.
- Evangelista A., Nicotera M., Scotto di Santolo A., 2002. *Caratteristiche geotecniche dei terreni piroclastici della città di Napoli*. XXI Convegno Nazionale di Geotecnica, L'Aquila.

- Evangelista A., Pellegrino A., Scotto di Santolo A., 2001. *Misure di suzione in sito nelle colate piroclastiche del Napoletano*. Proc. Incontro annuale dei ricercatori di Geotecnica, Milano.
- Evans S.G., 2003. *The destructiveness of flowslides; the case of the Las Colinas landslides, El Salvador*. Proc. Int. Workshop on Occurrence and Mechanisms of Flows in Natural Slopes and Earthfills (in corso di stampa), Sorrento.
- Fear C.E. & Robertson P.K., 1995. *Estimating the undrained strength of sand: a theoretical framework*. Canadian Geotechnical Journal Vol. 32 pp. 859-870.
- Fredlund D.G., 1989. *Soil Suction Monitoring for Roads and Airfields*. Symposium on the State-of-the-Art of Pavement Response Monitoring Systems for Roads and Airfields. Sp. by U.S. Army Corps of Engineers, Hanover.
- Fredlund D.G., Morgenster N.R., Widger R.A., 1978. *The shear strength of unsaturated soils*. Canadian Geotech. J., 15, pp. 313-321.
- Fredlund D.G. & Rahardjo H., 1993a. *The role of unsaturated soil behaviour in geotechnical engineering practice*. XI Southeast Geotechnical Conference, Singapore, pp. 37-49.
- Fredlund D.G. & Rahardjo H., 1993b. *Soil Mechanics for Unsaturated Soils*. Wiley-Interscience Publication, John Wiley & sons, inc.
- Fredlund D.G. & Xing A., 1994. *Equation for the soil-water characteristic curve*. Canadian Geotechnical Journal 31, pp. 521-532.
- Gourly C.S. & Schreiner H.D., 1995. *Field measurement of soil suction*. Proc. I Int. Conf. on Unsaturated Soils, Paris, 2, pp. 601-607.
- Heim A., 1932. *Landslides and Human Lives* (Bergsturz und Menschenleben). Skermer N. ed., Bi-Tech Publishers, Vancouver, B.C..
- Hilf J.W., 1956. *An Investigation of Pore-Water Pressure in Compacted Cohesive Soils*. Ph.D. dissertation, Tech. Memo. n. 659, U.S. Dep. of the Interior, Bureau of Reclamation, Design and Construction Div., Denver, CO, pp.654.
- Hillel D., 1982. *Introduction to Soil Physics*. New York: Academic pp. 364.
- Howard K., 1973. *Avalanche mode of motion: implication from lunar examples*. Science 180, pp. 1052-1055.
- Hungr O., 1981. *Dynamics of rock avalanches and other types of slope movements*. PhD thesis, University of Alberta, Edmonton.
- Hungr O., 2003. *Flow slides and flows in granular soils*. Proc. Int. Conf. on Fast Slope Movements – Prediction and Prevention for Risk Mitigation, Napoli.

- Hungr O., Evans S.G., Bovis M.J., Hutchinson J.N. 2001. *A review of the classification of landslides of flow type*. Environmental & Engineering Geoscience, 7(3), pp. 1-18.
- Hungr O. & Morgenstern N.R., 1984a. *Experiments on the flow behaviour of granular materials at high velocity in an open channel*. Géotechnique 34, 3, pp. 405-413.
- Hungr O. & Morgenstern N.R., 1984b. *High velocity ring shear tests on sand*. Géotechnique 34, 3, pp. 415-421.
- Hürlimann M. & Ledesma A., 2003. *Giant mass movements in volcanic islands: the case of Tenerife*. Proc. Int. Workshop on Occurrence and Mechanisms of Flows in Natural Slopes and Earthfills (in corso di stampa), Sorrento.
- Hutchinson J.N., 1983. *Engineering in a landscape*. Inaugural Lecture, 9th October 1979, University of London, Imperial College, London.
- Hutchinson J.N., 1986. *A sliding-consolidation model for flow slides*. Canadian Geotechnical Journal 23, pp. 115-126.
- Hutchinson J.N., 1988. *Morphological and geotechnical parameters of landslides in relation to geology and hydrogeology*. General Report, Proc. V Int. Symp. on Landslides, Lausanne, Balkema, Rotterdam, pp. 1-12.
- Hutchinson J.N., 1994. *Types of rapid gravitational subaerial mass movements and some possible mechanisms*.
- Hutchinson J.N., 2002. *Chalk flows from the coastal cliffs of northwest Europe*. In Catastrophic Landslides: effects, occurrence and mechanisms, S.G. Evans & J.V. DeGraff eds., Geol. Soc. Am. Reviews in Engrg Geology, 15.
- Hutchinson J.N., 2003. *Review of flow-like mass movements in granular and fine-grained materials*. Proc. Int. Conf. on Fast Slope Movements – Prediction and Prevention for Risk Mitigation, Napoli.
- Hutchinson J.N. & Bhandari R.K., 1971. *Undrained loading, a fundamental mechanism of mudflow and other mass movements*. Géotechnique 21, 4, pp. 353-358.
- Irmay S., 1954. *On the hydraulic conductivity of unsaturated soils*. Trans. Amer. Geophys. Union., vol. 35.
- Ishihara K., 1993. *Liquefaction and flow failure during earthquakes*. Géotechnique Vol. 43, n°3 pp 349-451.
- Ishihara K., Cubrinovski M., Nonaka T., 1998. *Characterization of undrained behaviour of soils in the reclaimed area of Kobe*. Soils and Foundation, Special Issue, n.2, pp. 33-46.
- Ishihara K., Tsukamoto Y., Nakayama S., 1999. *Flow-type failure of slopes based on behaviour of anisotropically consolidated sand*. Submitted to Soils and Foundation.

- Iverson R.M., 1997. *The physics of debris flows*. Reviews of Geophysics, vol. 35.
- Iverson R.M. & Denlinger R.P., 2001. *Flow of variably fluidized granular masses across 3D terrain: Coulomb mixture theory*. Journal of Geophysical Research, 106, B1, pp. 537-552.
- Iverson R.M. & LaHusen R.G., 1989. *Dynamic pore pressure fluctuations in rapidly shearing granular materials*. Science, 246, pp. 796-799.
- Jamiolkowski M., 1998. *Panel presentation*. Atlanta ISC98.
- Johnson A.M. & Rodine J.R., 1984. *Debris flow*. Chap. 12 in Slope Instability, Brunsden D. & Prior D.B. eds., Chichester: Wiley, pp. 257-361.
- Johnson K.A. & Sitar N., 1990. *Hydrologic condition leading to debris-flow initiation*. Canadian Geotechnical Journal 27, pp. 789-801.
- Kanji M., Massad F., Cruz P.T., 2003. *Debris flows in areas of residual soils: occurrence and characteristics*. Proc. Int. Workshop on Occurrence and Mechanisms of Flows in Natural Slopes and Earthfills (in corso di stampa), Sorrento.
- Krahn J. & Fredlund D.J., 1972. *On total matric and osmotic suction*. J. Soil Science, 114, n. 5, pp. 339-348.
- Lacerda W.A. & Avelar A.S., 2003. *Flume tests on sand subjected to seepage with the influence of hidden barriers*. Proc. Int. Workshop on Occurrence and Mechanisms of Flows in Natural Slopes and Earthfills (in corso di stampa), Sorrento.
- Lade P.V. & Yamamuro J.A., 1997. *Effects of nonplastic fines on static liquefaction of Sands*. Canadian Geotechnical Engineering Division, ASCE 103, GT2, pp. 109-125.
- Lampitiello S., 2003. *Resistenza non drenata e suscettibilità alla liquefazione di ceneri vulcaniche della regione Campania*. Tesi di dottorato, Seconda Università di Napoli, Aversa.
- Lee J.H., Ellen S.D., Kayen R.E., 1988. *Predicting transformation of shallow landslides into high-speed debris flows*. Proc. V Int. Symp. on Landslides, Lausanne, pp. 713-718.
- Leroueil S. & Locat J., 1998. *Slope movements Geotechnical characterization, risk assessment and mitigation*. Proc. XI Danube European conference on soil mechanics and geotechnical engineering, pp. 95-106.
- Leroueil S., Vaunat J., Picarelli L., Locat J., Faure R., 1996. *Geotechnical characterization of slope movements*. Proc. VII Int. Symp. on Landslides, Trondheim, 1, pp. 53-74.
- Lindeberg J. & Koning H.L., 1981. *Critical density of sand*. Géotechnique 31, 2, pp. 231-245.

- Melosh H.J., 1987. *The mechanics of large rock avalanches*. Rev. Engrg Geology, 7, pp. 741-749.
- Meunier M., 1993. *Classification of stream flows*. Atti "Pierre Beghin" Int. Workshop on Rapid Gravitational Mass Movements, Grénoble, pp. 231-236.
- Mohammed I., 1993. *Uniqueness of Steady State Line and Liquefaction Potential of Saturated Sands*. PhD thesis, Syracuse University.
- Morgenstern N.R., 1985. *Geotechnical aspects of environmental control*. State of the Art Report, XI ICSMFE, San Francisco.
- Morrison R.D., 1983. *Ground Water Monitoring Technology: Procedures, Equipment and Applications*. Timco Mfg., Inc., Prairie Du Sac, WI, pp. 111.
- Mullins C.E., 1989. *Matric potential*. In Soil Analysis-Physical Methods, Smith K.A. & Mullins C.E. eds., Marcel Dekker Inc., New York, pp. 75-109.
- Musso A., 1994. *Analisi delle colate rapide*. Corso di aggiornamento DESEG AGI, Udine.
- Musso A., Federico F., Troiano G., 2002. *Pore pressure accumulation in rapidly shearing granular materials*. Colloquium Lagrangianum, Géotechnique, E.N.P.C., Parigi.
- Musso A. & Olivares L., 2003. *Post failure evolution in flowslides: transition from "static liquefaction" to "fluidization"*. Colloquium Lagrangianum, Géotechnique, E.N.P.C., Parigi.
- Nicotera M., 1998. *Effetti del grado di saturazione sul comportamento meccanico di una pozzolana del napoletano*. Tesi di Dottorato, Università di Napoli Federico II.
- Okura Y., Ochiai H., Sammori T., 2002. *Flow failure caused by monotonic liquefaction*. Proc. Int. Symp. Landslide Risk Mitigation and Protection of Cultural and Natural Heritage, 21-25 January 2002, Kyoto University, Kyoto, pp. 155-172.
- Olivares L., 2001. *Static liquefaction: an hypothesis for explaining transition from slide to flow in pyroclastic soils*. Proc. Conf. del CT-11 della ISSMGE Transition from Slide to Flow—Mechanisms and Remedial Measure, Trabzon.
- Olivares, L., Andreozzi, L., Damiano, E., Avolio, B., Picarelli, L., 2003. *Hydrological response of a steep slope in proclastic unsaturated soils*. Proc. Int. Conf. on Fast Slope Movements – Prediction and Prevention for Risk Mitigation, Napoli.
- Olivares L., Damiano E., Picarelli L., 2003. *Wetting and flume tests on a volcanic ash*. Int. Conf. Fast Slope Movements – Prediction and Prevention for Risk Mitigation, Napoli: I, pp. 399-404.

- Olivares, L., Lampitiello, S., Picarelli, L., 2003. *Undrained shear strength of pyroclastic soils involved in flowslides*. Proc. Int. Conf. on Fast Slope Movements – Prediction and Prevention for Risk Mitigation, Napoli.
- Olivares L., Picarelli L., 2001a. *Susceptibility of loose pyroclastic soils to static liquefaction Some preliminary data*. Proc. Symp. on Landslides, causes, impacts & countermeasures, Davos, pp. 75-85.
- Olivares, L., Picarelli, L., 2001b. *Occurrence of flowslides in soils of pyroclastic origin and considerations for landslide hazard mapping*. Proc. XIV South East Asian Geotechnical Conference, Hong Kong.
- Olivares L., Picarelli L., 2003. *Shallow flowslides triggered by intense rainfalls on natural slopes covered by loose unsaturated pyroclastic soils*. Géotechnique, vol. 52, 2.
- Olivares, L., Picarelli, L., Andreozzi, L., Avolio, L., Damiano, E., Lampitiello, S., 2002. *Scenari di pericolosità di frana in terreni sciolti di natura piroclastica*. Proc. XXI Convegno Nazionale di Geotecnica, L'Aquila.
- Olson R.E. & Langfelder L.J., 1965. *Pore water pressure in unsaturated soils*. ASCE-JSMFD, 91 (SM4), pp. 127-150.
- Penman H.L., 1948. *Natural evapotranspiration from Open Water, Bare Soil and Grass*. Proc. Roy. Soc., London, ser. A. n.193, pp. 120-145.
- Phene C.J., Hoffman G.J., Rawlins S.L., 1971. *Measuring Soil Matric Potential in Situ by Sensing Heat Dissipation with a Porous Body: Theory and Sensor Construction*. Proc. Soil Sci. Soc. Amer., vol 35, pp. 27-32.
- Picarelli, L., 1999. *Alcune considerazioni sui meccanismi di innesco e di propagazione delle colate in terreni sciolti e detritici*. Proc. Conf. Previsione e prevenzione di movimenti franosi rapidi, Trento, GEAM Torino pp. 163-179.
- Picarelli L., 2000a. *Mechanisms and rates of slope movements in fine grained soils*. Issue paper, Int. Conf. on Geotechnical and Geological Engineering Geo-Eng2000, Melbourne.
- Picarelli L., 2000b. *Meccanismi di deformazione e rottura dei pendii*. Hevelius Edizioni, Benevento.
- Picarelli L., 2001. *Transition from slide to earthflow, and the reverse*. KeyNote Lecture, TC-11 Conference on Transition from slide to flow, Trabzon.
- Picarelli L., Deangeli C., 2001. *Fenomeni di frana e di flusso nei terreni*. Giornate di Geotecnica Monregalesi, Mondovì.
- Picarelli L., Leroueil S., Urciuoli G., Guerriero G., Delisle M.C., 1997. *Occurrence and features of shear zones in clay*. IV International Symposium on Localization and Bifurcation Theory, Gifu.

- Picarelli L., Olivares L., 2001. *Innesco e formazione di colate di fango in terreni sciolti di origine piroclastica*. Forum su Fenomeni di colata rapida di fango nel maggio '98, Napoli, pp. 26-38.
- Pierson T.C., 1981. *Dominant particle support mechanisms in debris flow at Mt. Thomas, New Zealand, and implication for flow mobility*. Sedimentology, 28, pp. 49-60.
- Pierson T.C., 1986. *Flow behaviour of channelized debris flow. Muont St Helens, Washington*. Cap 13, Hillslope processes, Abrahams ed., The Binghampton Symposia in Geomorphology, 16, pp. 269-296.
- Pierson T.C. & Costa J.E., 1987. *A rheologic classification of subareal sediment flows*. Reviews in Engineering Geology, VII Debris flow / Avalanches: process, recognition and mitigation, J.E. Costa & Wieczoreck eds, Geol. Soc. of America, Boulder, Colorado 7, pp. 1-12.
- Pitman T.D., Robertson P.K. & Sego D.C., 1994. *Influence of fines on the collapse of loose sands*. Canadian Geotechnical Journal Vol. 31, pp. 728-739.
- Plafker G. & Ericksen G.E., 1978. *Nevados Huascarán avalanches, Peru*. Chap. 8 in Rockslides and Avalanches, 1, Natural Phenomena, B. Voight ed., Developments in Geotechnical Engineering 14A. Amsterdam, Oxford, New York: Elsevier.
- Poulos S.J., 1981. *The steady state of deformation*. J. Geotech. Eng. Div. ASCE, 107, GT5, pp. 553-562.
- Poulos S.J., Castro G., France J.W., 1985. *Liquefaction evaluation procedure*. J. Geotech. Eng. Div. ASCE, 111, 6, pp. 772-792.
- Puci, 1999. *Un'indagine di laboratorio sul comportamento non drenato della sabbia di Toyura*. Tesi di dottorato, Politecnico di Torino.
- Rawlins S.L. & Campbell G.S., 1986. *Water potential: thermocoupled psychrometry*. In Methods of Soil Analysis, part 1, Physical and Mineralogical Methods, Agronomy Monograph n.9, Klute A. ed., American Society of Agronomy, Soil Science Society of America, Madison (WI USA), pp. 597-617.
- Richards B.G., 1974. *Behaviour of Unsaturated Soils*. Soil Mechanics-New Horizons, I.K. Lee Ed., New York: American Elsevier, pp. 112-157.
- Richards L.A. & Ogata G., 1958. *A Thermocouple for Vapour Pressure Measurement in Biological and Soil Systems at High Humidity*. Science, vol. 128, pp. 1089-1090.
- Ridley A.M. & Burland J.B., 1993. *A new instrument for measurement of soil moisture suction*. Géotechnique, Technical note, 43, 2, pp. 321-324.

- Riemer M.F., 1992. *The effects of testing conditions on the constitutive behaviour of loose, saturated sands under monotonic loading*. PhD thesis, University of California, Berkeley, California.
- Riemer M.F., Seed R.B., 1997. *Factors affecting apparent position of steady-state line*. ASCE Journal of Geotechnical Engineering Division, 123, n.3, pp 281-288.
- Roscoe K.H., Schofield A.N. & Wroth C.P., 1958. *On the yielding of soils*. Geotechnique Vol. 8, n.1, pp. 22-53.
- Sasitharan S., Robertson P.K., Sego D.C. & Morgenstern N.R., 1993. *Collapse behaviour of sand*. Canadian Geotechnical Journal. Vol. 30 N°4, pp.569-577.
- Sassa K., 1984. *The mechanism starting liquefied landslides and debris flows*. Proc. IV Int. Symp. on Landslides, Toronto, Balkema, Rotterdam, 2, pp. 349-354.
- Sassa K., 1985. *The mechanism of debris flows*. Proc. XI Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, 1.
- Sassa K., 2000. *Mechanism of flows in granular soils*. Proc. Symp. Melbourne Geo-Eng. 2000, pp. 1671-1703.
- Savage S.B., 1979. *Gravity flow of cohesionless granular materials in chutes and channels*. J. Fluid. Mech. 92, pp. 53-96.
- Savage S.B., 1984. *The mechanics of rapid granular flows*. Adv. Appl. Mech., 24, pp. 289-366.
- Savage S.B. & Hutter K., 1989. *The motion of a finite mass of granular material down a rough incline*. J. Fluid. Mech., 199, pp. 177-215.
- Scheidegger A.E., 1973. *On the prediction of the reach and velocity of catastrophic landslides*. Rock Mech. 5, pp. 231-236.
- Scheidegger A.E., 1974. *The physics of flow through porous media*. University of Toronto Press, III ed.
- Scotto di Santolo A., Fenelli G.B., 2001. *Analisi della distanza percorsa da una colata rapida sui versanti della Campania*. Proc. Incontro annuale dei ricercatori di Geotecnica, Napoli.
- Scotto di Santolo A., Nicotera M.V., Ramondini M., 2000. *Analysis of instability Phenomena affecting a cut slope in unsaturated pyroclastic soils*. Landslides in research, theory and practice Thomas Telford ed., London.
- Sitar N., 1994. *Initiation of rainfall-induced debris-flows*. I Panam. Symp. on Landslides, Guayaquil, 1, pp. 23-35.

- Skempton A.W. & Hutchinson J.N., 1969. *Stability of natural slopes and embankment foundations*. State-of-the-Art Report. VII Int. Conf. Soil Mech. & Found Engrg, Mexico.
- Sladen J.A., D'Hollander R.D., Krahn, J., 1985. *The liquefaction of sand, a collapse surface approach*. Canadian Geotechnical Journal, 22, pp. 564-578.
- Sorbino G., 1994. *Il regime delle acque sotterranee nelle rocce metamorfiche alterate*. Tesi di dottorato, Università di Napoli Federico II.
- Sorbino G. & Foresta V., 2002. *Unsaturated hydraulic characteristic of piroclastic soils*. Proc. III Int. Conf. on Unsaturated Soils, UNSAT2002, Recife, 1, pp. 405-410.
- Spanner D.C., 1951. *The Peltier Effect and Its Use in the Measurement of Suction Pressure*. J. Exp. Bot., vol. 11, pp. 145-168.
- Spence K.J. & Guymer I., 1997. *Small-scale laboratory flowslides*. Géotechnique 47, 5, pp. 915-932.
- Sweeney D.J., 1982. *Some In Situ Soil Suction Measurement in Hong Kong's Residual Soil Slopes*. Proc. VII Southeast Asia Geotech. Conf. Hong Kong, vol. 1, pp. 91-106.
- Takahashi T., 1978. *Mechanical characteristics of debris flow*. J. Hydraul. Div. ASCE, 104, pp. 1153-1169.
- Takahashi T., 1991. *Debris flow*. IAHR Monograph, Balkema, Rotterdam.
- Tatsuoka F., Uchimura T., Hayano K., Koseki J., Di Benedetto H., Siddiquee M.S.A., 1999. *Time-dependant deformation characteristics of stiff geomaterials in engineering practice*. Proc. II Int. Symposium on Pre-failure Deformation Characteristics of Geomaterials, Torino, pp.1161-1250.
- Topp G.C., Davis J.L., Annan A.P., 1980. *Electromagnetic determination of soil water content: measurements in coaxial transmission lines*. Water Resour. Res., 16, 1, pp. 574-588.
- Topp G.C. & Miller E.E., 1966. *Hysteretic Moisture Characteristics and Hydraulic Conductivities for Glass-Bead Media*. Proc. Soil Sci. Soc. Amer., vol. 30, pp. 156-162.
- Vaid Y.P., Chung E.K.F., Kuerbis R.H., 1990. *Stress path and steady state*. Canadian Geotechnical Journal, 27, pp. 1-7.
- Varnes D.J., 1954. *Landslide types and processes*. In Schuster R.L. and Krizek R.J. eds., *Landslides: Analysis and Control*, Special Report 28: Highway Research Board, National Academy of Sciences, Washington, DC.

- Varnes D.J., 1978. *Slope movements types and processes*. Special Report 176, Cap. 2 in *Landslides: analysis and control*, Schuster & Krizek eds., Transportation Research Board, National Academy of Sciences, Washington D.C., pp. 11-33..
- Vicol T., 1990. *Comportement hydraulique et mecanique d'un sol fin non sature application a la modelisation*. Ph. D. dissertation, Ecole National des Ponts et Chaussées.
- Voight B., Janda R.J., Glicken H., Douglass P.M., 1983. *Nature and mechanics of the Mount St Helens rockslide-avalanche of 18 May 1980*. Géotechnique 33, pp. 243-273.
- Vulliet L., Kern M.A., Ammann W.J., 2000. *Inverse grading in Slopes*. Proc. VIII International Symposium on Landslides, Cardiff, Landslides in research, theory and practice, Thomas Telford ed., London.
- Wang G. & Sassa K., 2001. *Factors affecting rainfall-induced landslides in laboratory flume tests*. Géotechnique 51, 7, pp. 587-599.
- Wilson G.W., 1990. *Soil evaporative fluxes for geotechnical engineering problems*. Ph. D. dissertation, University of Saskatchewan, Saskatoon, Canada, pp. 464.
- Wray W.K., 1984. *The Principle of Soil Suction and its Geotechnical Engineering Applications*. Pro. V Int. Conf. Expansive Soils, Adelaide, pp. 114-119.
- Yamamuro J.A. & Lade P.V., 1997. *Static liquefaction of very loose sands*. Canadian Geotechnical Journal, 34, pp. 905-917.
- Yoshimine M. and Ishihara K., 1998. *Flow potential of sand during liquefaction*. Soils and Foundations, 38, pp. 189-198.
- Zegelin S.J., White I., Russel G.F., 1992. *A Critique of the Time Domain Reflectometry Technique for Determining Field Soil-Water Content*. Advances in Measurement of Soil Physical Properties: Bringing Theory into Practice, SSSA Special Publication n. 30, Soil Science Society of America, Madison, WI, pp. 187-208.